



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports

UPC BARCELONATECH

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REFUERZO DEL PUENTE LA CAPILLA EN MOQUEGUA (PERÚ)

Trabajo realizado por:

Fernando Jesús Calla Deza

Dirigido por:

Dr. Juan Ramón Casas Rius

Máster en:

**Ingeniería de Estructuras y de la
Construcción**

Barcelona, 27 de Marzo del 2020

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MASTER

Resumen

Uno de los grandes problemas que se viene presentando en la ejecución de un proyecto de ingeniería en nuestro país (PERU), desde la etapa de la elaboración del expediente técnico hasta su ejecución, es la irresponsabilidad de algunos de los profesionales que participan, ocasionando que muchos proyectos antes de ser puestos en servicio y entregados a la comunidad, ya presenten fallas estructurales importantes y tengan que ser reparadas. Todo ello supone grandes sobre costos o simplemente inversiones que se pierden sin cumplir sus objetivos. En el departamento de Moquegua, en la provincia del General Sánchez Cerro con capital Omate, se encuentra el distrito de la Capilla - PERU; donde se ha ejecutado la obra denominada “Mejoramiento de Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD Arequipa”. Uno de sus componentes más importantes es el puente La Capilla, motivo de la presente investigación, donde se encontró la presencia de fisuras en su superestructura. Por ello, se ha realizado su estudio patológico correspondiente, para poder determinar sus causas, para luego proceder a plantear el refuerzo estructural, utilizando tecnología avanzada en reparación como es la fibra de carbono CFRP, diseñado según la Norma ACI-440.2R-17. Finalmente se presentan los planos en detalle del refuerzo estructural. Es importante resaltar que este proyecto busca plantear una solución de reforzamiento económica, y poder salvar la inversión del puente La Capilla de un coste aproximado en soles de S/.1, 918,057.00 (€ 460000.00 euros).

Summary

One of the great problems present in the execution of a civil engineering project in our country (PERU), from the design to its execution, is the irresponsibility of some of the professionals involved, causing that many projects already show significant structural failures before put into service and delivered to the community. . They have to be repaired with over costs or simply these investments are lost without fulfilling their objectives. One example is in the department of Moquegua, in the province of General Sánchez Cerro with capital Omate, in the district of the Chapel - PERU; where the selected work “Improvement of Neighborhood Road MO-503, Section Puquina - La Capilla - LD Arequipa” has been executed. One of its most important components is the La Capilla bridge, the bridge under investigation in this work, where the presence of cracks on the superstructure was found before the opening. The corresponding pathological study was carried out, allowing to determine the causes, and then to proceed to propose the structural repair by using advanced repair technology such as the CFRP carbon fiber, designed according to the ACI-440.2R-17 Standard. Finally, the drawings of the repair option are presented in detail for the structural intervention. It is important to highlight that this project seeks to propose a solution of economic reinforcement, with the aim to save the investment of the La Capilla bridge for an amount of S / .1, 918,057.00 soles (€ 460000.00 euros) approximately.

A Dios por ser el motor de mi vida.

A mis padres, Herber Fernando Calla
Aranda y Eleana Patricia Deza Ruiz,
que siempre me han apoyado e
inspiraron a lograr mis metas.

Y a mis hermanos, por la comprensión
y aliento constante.

Agradecimientos

Deseo agradecer especialmente al Dr. Juan Ramón Casas Rius, por su apoyo e inspiración, y por su asesoría con la elaboración del presente trabajo, además manifestar mi admiración y estima hacia su persona.

Índice general

1. Aspectos generales del proyecto	1
1.1 Introducción. -	1
1.2 Objetivos. -.....	3
1.3 Antecedentes. -	3
1.4 Descripción del proyecto. -.....	4
2. Estudio patológico	6
2.1 Introducción. -	6
2.2 Recopilación de información. -.....	7
2.3 Patología de la superestructura. -.....	9
2.3.1 Verificación del predimensionamiento de la superestructura.....	9
2.3.2 Aspectos generales de la superestructura	10
2.3.2.1 Calidad del concreto	10
2.3.2.2 Diseño del proyecto.....	12
2.4 Patología de la subestructura. -.....	16
2.4.1 Estribos.....	16
2.4.2 Pilar Central	17
2.4.3 Hipótesis de falla estructural	18
2.4.4 Consecuencia del problema e inversión económica.....	19
3. Análisis estructural y verificación	20
3.1 Introducción. -	20
3.2 Normativa. -.....	20
3.3 Características del puente. -.....	21
3.4 Propiedades del material. -	21
3.5 Dimensiones. -.....	22

3.6	Líneas de influencia. -	22
3.7	Cálculo de cargas y esfuerzos internos. -	24
3.7.1	Cargas permanentes (DC, DW).....	24
3.7.2	Carga viva vehicular (LL+IM).....	25
3.7.3	Carga viva peatonal (PL).....	33
3.7.4	Factores de reducción de resistencia [A5.5.4.2].....	33
3.7.5	Modificadores de carga [A1.3.2.1].....	33
3.7.6	Combinaciones aplicables [A3.4.1-1]	34
3.8	Verificación con el Software CsiBridge V21. -.....	35
3.9	Diseño de vigas según (AASHTO). -	41
3.9.1	Diseño a flexión de momento positivo del tramo central ($Mu^+ = 5688.11 \text{ kN.m}$)..	41
3.9.2	Diseño a flexión de momento negativo del apoyo central ($Mu^- = 7940 \text{ kN.m}$)	45
3.9.3	Diseño a cortante en el estribo ($Vu = 1191.97 \text{ kN}$)	51
3.9.4	Diseño a cortante en el pilar ($Vu = 1667.13 \text{ kN}$)	53
3.10	Conclusiones y recomendaciones del estudio patológico. -	55
4.	Técnicas de reforzamiento.....	58
4.1	Introducción. -	58
4.2	Criterios de selección. -	59
4.3	Técnica N°1: Ampliación de sección. -.....	60
4.3.1	Consideraciones de ingeniería	60
4.3.2	Métodos y materiales	61
4.3.3	Ventajas y desventajas	62
4.4	Técnica N°2: Sistemas externamente unidos. -	63
4.4.1	Consideraciones de ingeniería	64
4.4.2	Métodos y materiales	65
4.4.3	Ventajas y desventajas	67
4.5	Técnica N°3: Sistemas Post-tensado externo. -.....	68
4.5.1	Consideraciones de ingeniería	69

4.5.2	Métodos y materiales	70
4.5.3	Ventajas y desventajas	70
4.6	Matriz de comparación de métodos. -	71
5.	Análisis y diseño del sistema CFRP.....	73
5.1	Introducción. -	73
5.2	Evaluación de alternativa de reforzamiento. -	73
5.3	Propiedades y características del sistema CFRP. -	74
5.3.1	Propiedades	75
5.3.2	Características	76
5.4	Análisis y diseño del sistema CFRP debido a momentos flectores en vigas (ACI 440.2R-17). -	78
5.4.1	Resistencia última	78
5.4.2	Deformación unitaria del sistema CFRP y del acero.....	78
5.4.3	Eje neutro del sistema CFRP	79
5.4.4	Esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio.....	80
5.4.5	Esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio.....	82
5.5	Reforzamiento estructural a flexión. -	82
5.5.1	Reforzamiento a flexión en tramo central ($M_o^+ = 5688.11 \text{ kN.m}$)	84
5.5.2	Reforzamiento a flexión en apoyo central ($M_o^- = - 7940 \text{ kN.m}$).....	87
5.6	Análisis y diseño del sistema CFRP debido a esfuerzos de corte en vigas (ACI 440.2R-17). -	89
5.6.1	Reforzamiento a cortante en estribo ($V = 1192 \text{ kN}$).....	93
5.6.2	Reforzamiento a cortante en pilar ($V_u = 1537.227 \text{ kN}$).....	96
6.	Conclusiones y recomendaciones	99
6.1	Conclusiones. -	99
6.2	Recomendaciones. -.....	101
	Referencias Bibliográficas	102

Índice de figuras

Figura 1.1: Departamento de Moquegua-Perú.....	1
Figura 1.2: Plano de ubicación Puente la Capilla.....	2
Figura 1.3: Sección transversal Puente la Capilla.....	4
Figura 1.4: Estado actual del puente La Capilla.....	5
Figura 2.1: Sección transversal de la superestructura.....	7
Figura 2.2 Elevación puente La Capilla.....	8
Figura 2.3: Vista en planta puente La Capilla.....	8
Figura 2.4: Puente La Capilla, ensayo de diamantina.....	10
Figura 2.5: Puente La Capilla/ensayo de esclerometría.....	11
Figura 2.6: Mapeo de fisuras encontradas en la superestructura puente “La Capilla” información obtenida en campo.....	13
Figura 2.7: Vista del puente tipo viga losa existente del puente La Capilla.....	13
Figura 2.8: Fisura típica por flexión encontrada en los tramos centrales de 0.20 mm a 0.30mm (micro fisuras).....	13
Figura 2.9: Resane de fisuras realizadas en vigas principales.....	14
Figura 2.10: Presencia de micro fisuras de 0.2 mm a 0.3 mm de espesor.....	14
Figura 2.11: Deformación debido al cambio de temperatura.....	15
Figura 2.12: Diagrama de momentos debido a la gradiente térmica positiva (+162.391tn.m) (fuente propia).....	18
Figura 2.13: Diagrama de momentos debido a la gradiente térmica negativa (-81.1955tn.m) (fuente propia).....	19

Figura 2.14: Cálculo del ancho de fisura para el momento: 277.24tn.m (2717.37 kN.m).....	19
Figura 2.15: Recomendaciones de predimensionamiento.....	16
Figura 3.1: Línea de influencia de momento positivo - tramo central (x=10.00 m).....	23
Figura 3.2: Línea de influencia de momento negativo - apoyo central (x=25 m).....	23
Figura 3.3: Línea de influencia de cortante - apoyo extremo (x=0m).....	23
Figura 3.4: Línea de influencia: cortante - apoyo intermedio (x=25m).....	24
Figura 3.5: Características de camión de diseño.....	26
Figura 3.6: Características del camión de tándem.....	26
Figura 3.7: Carga por carril.....	26
Figura 3.8: Resumen cargas de diseño de AASHTO.....	27
Figura 3.9: Cálculo del momento positivo en el tramo central $M^+(LL+IM)$	28
Figura 3.10: Cálculo de momento negativo en el apoyo central $M (LL+IM)$	29
Figura 3.11: Cálculo de Momento Negativo en apoyo central para HL-93S - $M(LL+IM)$.30	
Figura 3.12: Cálculo del esfuerzo cortante en el estribo $V(LL+IM)$	31
Figura 3.13: Cálculo del esfuerzo cortante en el pilar $V(LL+IM)$	31
Figura 3.14: Modelo del puente en programa Csibrige V21.....	35
Figura 3.15: Diagrama de momentos debido a DC.....	35
Figura 3.16: Diagrama de momentos debido a DW.....	36
Figura 3.17: Diagrama de momentos debido a (LL+IM).....	36
Figura 3.18: Diagrama de esfuerzos cortante debido DC.....	37
Figura 3.19: Diagrama de esfuerzos cortante debido DW.....	37
Figura 3.20: Diagrama de esfuerzos cortante debido LL+IM.....	38
Figura 3.21: Diagrama de esfuerzos cortante debido a la combinación Resistencia I.....	38
Figura 3.22: Diagrama de momentos flectores debido a la combinación Resistencia I.....	39
Figura 3.23: Diagrama de esfuerzos cortante debido a la combinación Servicio I.....	39
Figura 3.24: Diagrama de momentos flectores debido a la combinación Servicio I.....	40
Figura 3.25: Determinación de momento de diseño para L=24.80m.....	45

Figura 3.26: Propuesta de ensanchamiento de sección.....	47
Figura 3.27: Determinación de momento de diseño para $L=24.00m$	47
Figura 3.28: Diagrama de momentos flectores de diseño vs resistentes.....	56
Figura 3.29: Diagrama de esfuerzos cortantes de diseño vs resistentes.....	56
Figura 4.1: Refuerzo adicional de viga por medio de la técnica de ampliación de sección...	61
Figura 4.2: Ampliación de columna para punzonamiento adicional.....	62
Figura 4.3: Unión placa de acero.....	65
Figura 4.4: Instalación de sistema FRP tipo tela en losa.....	66
Figura 4.5 Instalación de sistema FRP tipo placa en losa.....	67
Figura 4.6: Refuerzo en zona local.....	69
Figura 4.7: Refuerzo de post-tensado externo en vigas de concreto armado.....	70
Figura 5.1: Distribución de esfuerzos y deformación en el sistema CFRP.....	78
Figura 5.2: Esfuerzos y deformaciones del sistema CFRP bajo cargas de servicio.....	81
Figura 5.3: Diagrama tensión – deformación del concreto y acero de refuerzo.....	83
Figura 5.4: Reforzamiento por corte con CFRP en sección completa, 3 lados y 2 lados.....	90
Figura 5.5: Disposición del reforzamiento recomendado por el ACI 440- 2R-17.....	91

Índice de tablas

Tabla 1.1: Provincias del departamento de Moquegua.....	1
Tabla 2.1: Clasificación de las fisuras.....	12
Tabla 2.2: Resumen de inversión para la construcción del puente “Capilla”.....	19
Tabla 3.1: Cálculo de DC y DW.....	25
Tabla 3.2: Factor de carga viva según HL-93k, HL-93M y HL-93S.....	27
Tabla 3.3: Presencia de Factores Múltiples, m.....	27
Tabla 3.4: Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM).....	28
Tabla 3.5: Cálculo de la sobre carga (PL).....	33
Tabla 3.6: Cuadro resumen de momentos flectores y esfuerzos cortantes amplificados en la superestructura.....	34
Tabla 3.7: Comparación de resultados obtenidos de los cálculos manuales y CSIBridge.....	40
Tabla 4.1: Matriz de elección de reforzamiento.....	72
Tabla 5.1: Factor de capacidad de reducción ACI 440 - 2R-17.....	90
Tabla 5.2: Valores de corrección CE.....	92
Tabla 6.1: Cuadro resumen de momentos flectores y esfuerzos cortantes amplificados en la superestructura.....	99

Capítulo 1

Aspectos generales del proyecto

1.1 Introducción. -

El puente La Capilla, motivo del desarrollo del presente trabajo de investigación, se encuentra ubicado en el distrito La Capilla, siendo uno de los 11 distritos de la provincia General Sánchez Cerro, del departamento de Moquegua, país Perú.

Provincias del departamento de Moquegua						
Ubigeo	Provincia	Capital	Distritos	Superficie km2	Población 2016	Altitud msnm
1801	Mariscal Nieto	Moquegua	6	8671.58	82 296	1 417
1802	General Sánchez Cerro	Omate	11	5681.71	28 685	2 160
1803	Ilo	Ilo	3	1380.68	71 352	13

Tabla 1.1: Provincias del departamento de Moquegua.



Figura 1.1: Departamento de Moquegua-Perú.

En el distrito de La Capilla, donde se ejecutó en el año 2011, la construcción del puente La Capilla, como obra importante de ingeniería que corresponde al proyecto “Mejoramiento de Carretera Vecinal MO-503, Tramo Puquina – La Capilla – LD Arequipa “; (Ver figura 1.2).

El desarrollo de la tesis, tiene como objetivo principal, realizar el estudio patológico del puente La Capilla, especialmente la superestructura donde sus vigas principales presentan fisuras importantes, preocupando a los responsables en la ejecución del proyecto, ingeniero residente, supervisión y funcionarios del Gobierno Regional de Moquegua.

Se realizará el estudio patológico para determinar las causas y se propondrá el sistema más adecuado de reforzamiento estructural, utilizando la alta tecnología en ingeniería de reforzamiento que el mundo nos ofrece y sea aplicable a nuestro proyecto en particular.

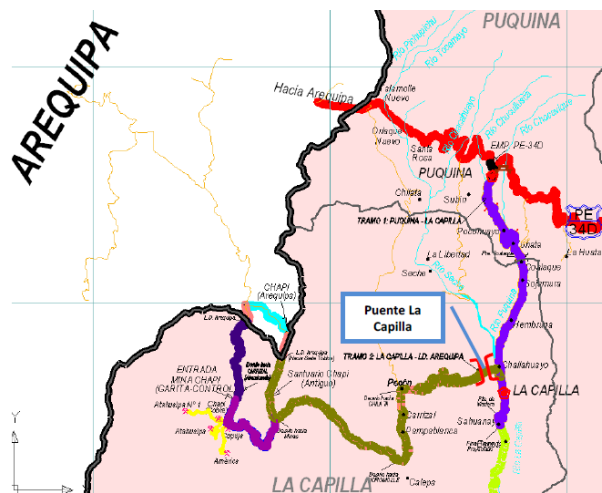


Figura 1.2: Plano de ubicación Puente La Capilla.

El proyecto contempla la construcción del puente La Capilla, proyectado en una sola vía, en concreto armado de 50 m de luz hidráulica. El camino vecinal La Capilla – LD Arequipa queda interrumpido en épocas de lluvia, debido al aumento de caudal del río La Capilla, que deja aislado al centro poblado de Yalaque y sus anexos de la capital del distrito La Capilla y con la región de Moquegua, por eso la importancia y necesidad de esta obra vial, que sirva como acceso a estos poblados sin ser perjudicados en determinadas estaciones del año de precipitaciones pluviales.

1.2 Objetivos. -

El desarrollo del siguiente proyecto de investigación, es proponer el reforzamiento estructural del puente La Capilla, cumpliendo las perspectivas del proyecto el cual ha sido observado por las instituciones competentes por presencia de fisuras. Para lo cual se seguirá el siguiente procedimiento, primeramente, se realizará el estudio patológico del puente lo más exacto posible, luego analizaremos y determinaremos las cargas de demanda (M_u , V_u , etc) y resistente en la estructura (M_n , V_n , etc), propondremos el método de reforzamiento más adecuado y económico para que el proyecto sea viable. Se estudiará y diseñará tal método (CFRP) de acuerdo a su normativa vigente (ACI-440.2R-17), plantearemos las conclusiones de nuestro análisis y recomendaciones de los resultados obtenidos.

1.3 Antecedentes. -

El puente La Capilla, proyecto que se inició a ejecutar en el mes de febrero del 2011, con un plazo de 7 meses terminándose en agosto del mismo año, no se pudo entregar inmediatamente el proyecto a la población por la incertidumbre e inseguridad ocasionado por la presencia de fisuras en las vigas principales del puente del tipo viga losa, diseñado en concreto armado. Fisuras que fueron observadas por la supervisión del proyecto antes de la entrega del proyecto.

Para fines del año 2011 se pone en funcionamiento el puente, sin realizar el estudio patológico que nos permita conocer con certeza que ha sucedido. Como era de esperarse, tampoco se ha realizado ninguna intervención estructural de reforzamiento. Las posteriores gestiones irresponsablemente ponen en servicio al puente, a la fecha poniendo en riesgo a la población que hacen uso de tal importante obra de comunicación. A la fecha las fisuras permanecen y simplemente son resanadas y cubiertas con mortero de cemento.

1.4 Descripción del proyecto. -

El mejoramiento de la carretera vecinal MO – 503, tramo Puquina – La Capilla – LD – Arequipa, provincia General Sánchez Cerro, Región Moquegua. Presenta un segundo tramo y un tercer componente, referido a la construcción del Puente la Capilla como obra de ingeniería esperada y solicitada por la población de la zona, para evitar su aislamiento en épocas pluviales y puedan comercializar sus productos, ya que su actividad comercial mas importante es la agricultura y ganadería.

El puente de 50m de luz, compuesto por dos tramos continuos de 25m, con un pilar de apoyo intermedio, es de 01 carril, de concreto armado, tiene los siguientes elementos estructurales, en la infraestructura se consideran 02 estribos con 01 pilar central y la superestructura comprende 02 vigas principales, 07 vigas diafragma y 01 losa maciza, como obras complementarias considera 02 barandas de concreto y 02 barandas tipo NEW JERSEY.

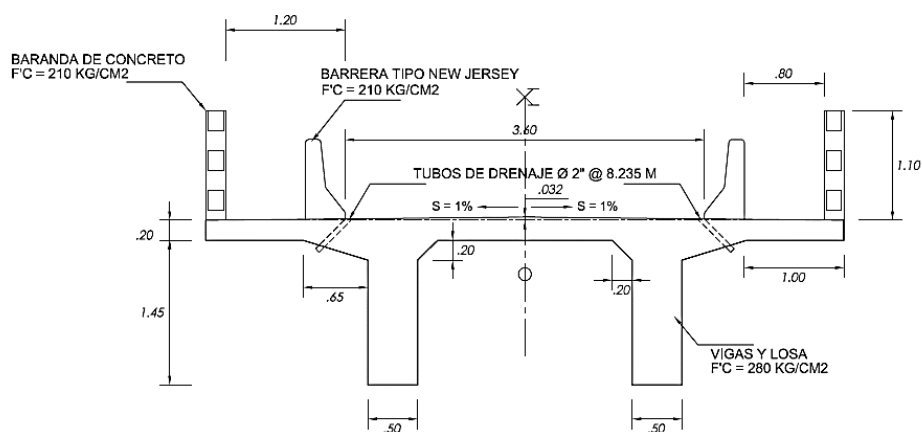


Figura 1.3: Sección transversal Puente la Capilla.(P-1 Anexo4)

Se considera como obras de encauzamiento y protección defensas ribereñas de enrocado, en el margen izquierdo se considera enrocado de 20 m y en el margen derecho 50m, debido a las características propias del cauce del rio, se propusieron dichas obras complementarias según el estudio hidrológico. El presupuesto estimado fue de S/1, 918,057.00 (€ 460000.00

euros). La modalidad de ejecución es por administración directa, parámetro definido en el estudio de pre inversión con la que fue otorgada la viabilidad para estudio definitivo.



Figura 1.4: Estado actual del puente La Capilla.(fuente propia)

Capítulo 2

Estudio patológico

2.1 Introducción. -

En el presente capítulo se realizará el estudio patológico de la estructura existente, para lo cual se ha seguido un procedimiento de análisis, revisando las recomendaciones de una amplia bibliografía especializada en rehabilitación y mantenimiento de estructuras de concreto armado, además de la Norma ACI 224.1R-93 (Causas, Evaluación y Reparación de Fisuras en Estructuras de Hormigón) informado por el Comité ACI 224.

El objetivo principal de la tesis como primera etapa es realizar el estudio patológico del puente viga losa continuo de dos tramos cada uno de 25m, llamado la Capilla. El estudio se realizará para poder determinar las causas de la presencia de una serie de fisuras en las vigas principales las cuales han sido observadas en las diferentes visitas al proyecto, motivo por el cual no ha existido una entrega oficial del puente pero, sin embargo, se ha observado que las personas de algunos pueblos cercanos lo están usando irresponsablemente. El estudio se basa en la observación en campo, ensayos para determinar la resistencia del concreto (esclerometría), búsqueda de información respecto al procedimiento constructivo, revisión del expediente técnico, verificación de los cálculos estructurales realizados etc. En base a este estudio patológico la segunda etapa será definir la solución más conveniente para el reforzamiento estructural y salvaguardar la inversión del proyecto.

2.2 Recopilación de información. -

Del proyecto analizaremos el puente “La Capilla”, construcción ejecutada a la fecha, que es el componente 3 de todo el proyecto con las siguientes características generales.

- Superestructura:

Configuración estructural Longitudinal: Consiste en dos tramos continuos hiperestático de 25m cada tramo.

Configuración estructural Transversal: Puente tipo viga-losa en concreto armado, conformado por 2 vigas estructurales principal unidos por 7 diafragmas repartidos simétricamente a lo largo del puente.

Número de vías: una sola vía.

Otros elementos: Capa asfáltica, veredas, barandas y barreras de protección.

- Infraestructura:

Posee 2 estribos de apoyo ubicados al ingreso y salida del puente y un pilar central de apoyo.

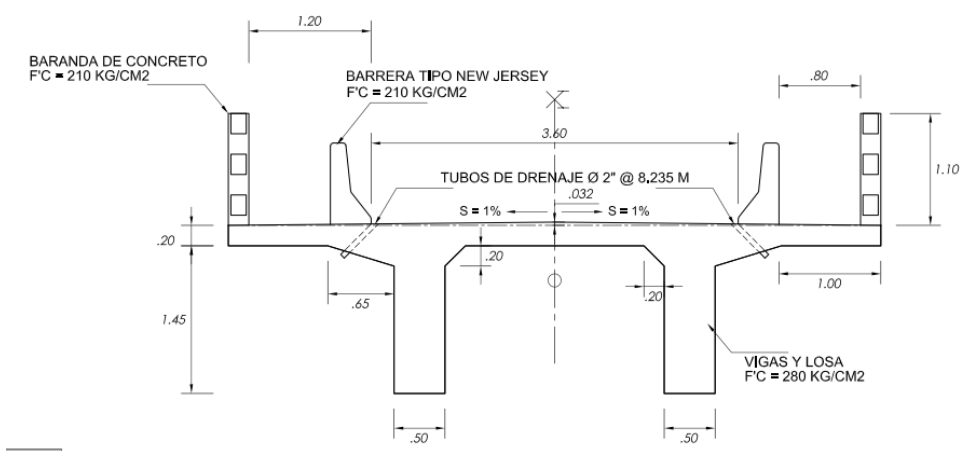


Figura 2.1: Sección transversal de la superestructura. (P-1 Anexo4)

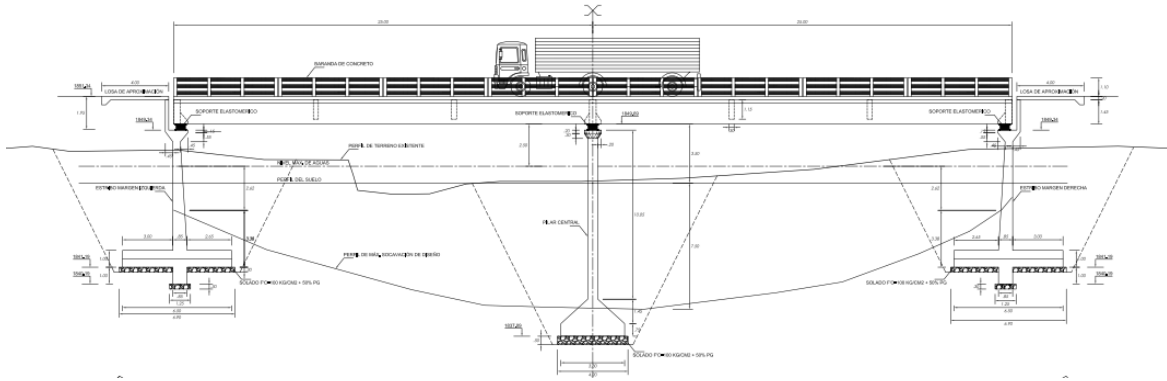


Figura 2.2: Elevación puente La Capilla. (P-1 Anexo4)

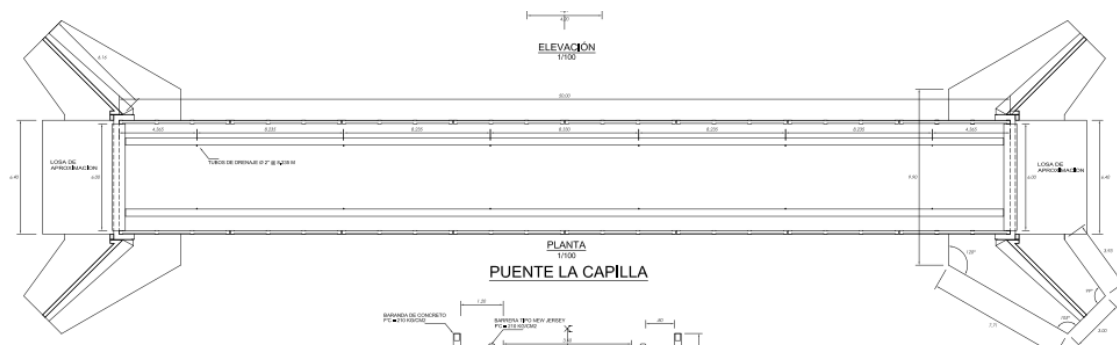


Figura 2.3: Vista en planta puente La Capilla. (P-1 Anexo4)

Es importante revisar en detalle los elementos estructurales del puente de acuerdo a las recomendaciones geométricas que se recomienda en la Norma de Puentes.[1]

Primeramente, en cuanto al desarrollo del puente en planta, esta cruza el obstáculo del río a 90° aproximadamente lo que es lo más recomendado, así mismo los estribos y el pilar son proyectados paralelamente a la dirección de la corriente.

Las alturas de los gálibos en el cruce de puentes deberán ser de 1.50m a 2.50m como mínimo sobre el nivel máximo de aguas en el proyecto se verifica 2.50m lo cual es conforme.

Se verifica el nivel de desplante de la cimentación con respecto al nivel de socavación, este se encuentra muy por debajo de lo indicado en el estudio hidrológico, lo que nos asegura que problemas de socavación no se presentarán.

En cuanto al los elementos básicos de protección, presenta una baranda en concreto armado con una altura de 1.10m cumpliendo lo estipulado en la norma y una protección contra incidentes automovilísticos, barandas tipo New Jersey.

A continuación, enfocaremos el estudio patológico en la superestructura y la infraestructura.

2.3 Patología de la superestructura. –

2.3.1 Verificación del predimensionamiento de la superestructura

Es un puente tipo viga losa de una vía con dos tramos de 25m de luz continuo con un apoyo intermedio fijo y dos estribos laterales móviles en concreto armado. Al elegir este tipo de puente es aceptable, según nuestro reglamento, ya que las luces están comprendidas en 25m. Según su análisis estructural estas pueden variar con sección variable e incluso pretensadas.

Con respecto al ancho de vía deberá de cumplir en ser mayores a 3.60m, y los anchos de vereda deberán de ser mayores a 0.70m. El proyecto presenta un ancho de vía de 4.00m y vereda de 0.75m. Es importante resaltar que comparando con el proyecto original se ha eliminado la barrera tipo New Jersey ampliando el ancho de vía de 3.60m a 4.00m (el cual fue aprobado por la supervisión).[1]

Con respecto al predimensionamiento de las vigas principales verificamos:

- $b_w=0.40\text{m}$ (ancho de la viga) se recomienda no menor a 0.40m; verifica.
- $h=1.65\text{m}$ (peralte de la viga) se recomienda $0.065L=0.065*25\text{m}=1.625\text{m}$; verifica.
- $S=2.65\text{m}$ (separación entre vigas), se recomienda de 1.80m a 3.00m, verifica.
- $t_s=0.20\text{m}$ (espesor de losa transversal) según el predimensionamiento lo recomendado es $t_s=(s+3000)/30$, siendo $s=2650\text{mm}$, siendo t_s no menor a 17.5cm tenemos obtenemos que $t_s=0.18\text{m}$ por lo tanto $t_s=0.20\text{m}$ del proyecto; verifica. Es importante resaltar que la losa presenta volados lo que es favorable estructuralmente.
- Con respecto a la ubicación de las vigas diafragma estas están en distancia promedio 8.00m menores a 10m (recomendado por diferentes autores) lo que es aceptable.

2.3.2 Aspectos generales de la superestructura

Las causas de las fisuras pueden ser por problemas intrínsecos es decir por la calidad del concreto causadas por la mala ejecución en obra o problemas de diseño estructural en el proyecto; por tal motivo es imprescindible evaluar el estado real del concreto (esclerometría).

2.3.2.1 Calidad del concreto

Con respecto a la resistencia ultima del concreto $f_c=280\text{kg/cm}^2$ especificado en los planos es correcto valor mínimo especificado en la Norma Puentes 2018. Este valor fue verificado con ensayos de testigos de concreto (Ver anexo 1) según la norma MTC E-707 – 2000 el cual está basado en las Normas ASTM C-42 y AASHTO T-24 alcanzando valores promedio superiores a 300kg/cm^2 , este es un indicativo que nos muestra en el estudio patológico que problemas de resistencia ultima del concreto no existe; a su vez también se verifico la resistencia del concreto con el ensayo de esclerometría el cual está basado en la Norma ASTM C 805, método no destructivo.[2]



Figura 2.4: Puente La Capilla, ensayo de diamantina. (fuente propia)



Figura 2.5: Puente La Capilla/ensayo de esclerometría. (fuente propia)

Tras analizar los resultados obtenidos tras los ensayos realizados al concreto podemos concluir que se descarta las siguientes posibilidades de presencia de fisuras:

Curado deficiente: según la inspección no hay fisuras en la losa que se encuentra expuesta, además según la información se había seguido el correcto procedimiento de curado, ya que se utilizó de acuerdo a los informes obtenido el empleo de aditivos curadores.[3]

Variaciones térmicas en la zona: según los reportes del SENAMHI esta presenta cambios de temperatura no muy diferenciadas un mínimo de 10°C en agosto y un máximo de 25°C a 30°C en febrero ya que se trata de un clima de valle tropical. [4]. Sin embargo, las fisuras en la parte inferior de las vigas sí podrían ser debidas al efecto del gradiente térmico (diferencia de temperatura entre la parte superior del puente, expuesta al sol, y la zona inferior, en sombra) en este puente hiperestático.

El momento debido a gradiente térmico positivo es de 162.391tn.m (1593.055 kN.m) , lo que, juntamente con el peso propio y la carga permanente genera un momento positivo de 2717.37 kN.m y una tensión en el acero del orden del 57 % de su límite elástico, ocasionando fisuras de unos 0.236 mms) (Anexo 3) El ancho de estas fisuras sería apreciable a simple vista, pero sería muy inferior a las fisuras encontradas en la zona central del vano, y sólo serían observables en las situaciones de máximo gradiente térmico. Sin embargo, las fisuras en el puente se observan con carácter permanente, por lo que debe buscarse otro origen de las mismas.

2.3.2.2 Descripción de la fisuración del tablero

Se ha realizado un levantamiento de las fisuras encontradas en la superestructura para poder identificarlas en dos aspectos importantes tipo de fisura, y su ancho de fisura. Para lo cual es importante tener en cuenta la siguiente recomendación (tabla 2.1), del Ing. Juan Pérez Valcárcel, presenta una bibliografía amplia respecto a la sintomatología de estructuras en concreto armado. A continuación, se muestra una clasificación de las fisuras según el espesor y sus probables causas. [5]

Item	Clasificación	Descripción
1	Microfisuras: $e < 0,05 \text{ mm}$	En general carecen de importancia
2	Fisuras: $0,1 < e < 0,2 \text{ mm}$	En general son poco peligrosas, salvo en ambientes agresivos, en los que pueden favorecer la corrosión
3	Macrofisuras $0,2 < e < 0,4 \text{ mm}$	Estas son las fisuraciones que pueden, tener repercusiones estructurales de importancia
4	Grietas: $0,4 < \text{ancho} < 1,0 \text{ mm}$	Existe reducción en la capacidad sismorresistente. Debe desocuparse el edificio, proceder a una rehabilitación temporal
5	Fractura: $1,0 < \text{ancho} < 5,0 \text{ mm}$	Existe una reducción importante en la capacidad sismo resistente. Deberá procederse a una evaluación definitiva urgente, para determinar si se procede a la demolición
6	Dislocación: ancho $> 5,0 \text{ mm}$	

Tabla 2.1: Clasificación de las fisuras. [5].

De acuerdo el ancho de las fisuras encontradas estas varían de 0.1mm a 0.3mm según la tabla anterior es posible que se puedan presentar repercusiones estructurales de importancia, por lo tanto, es importante realizar la verificación estructural, más aún se debe tener en cuenta que a la fecha no se encuentra en uso el puente.

Se ha realizado adicionalmente un mapeo de las fisuras que se pudo observar. Estas se presentan en el tercio central de momentos máximos positivos y en la parte superior de la viga en la zona de momentos máximos negativos, así mismo se presenta unas fisuras de corte tanto en el apoyo de los estribos y del pilar.[6]

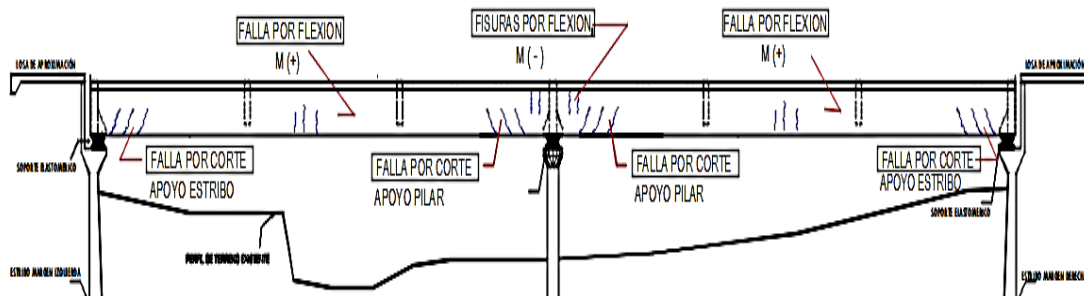


Figura 2.6: Mapeo de fisuras encontradas en la superestructura puente “La Capilla” información obtenida en campo.

(Fuente propia)

Para mayor detalle se presenta las fotos de las fisuras encontradas en la superestructura específicamente en las vigas principales, además se corroboró el ancho de fisura encontrado in situ, por el método que recomienda el ACI318-99 (método de Frosch – Ver anexo 2).



Figura 2.7: Vista del puente tipo viga losa existente del puente La Capilla.

(fuente propia)



Figura 2.8: Fisura típica por flexión encontrada en los tramos centrales de 0.20 mm a 0.30mm, micro fisuras
(fuente propia)



Figura 2.9: Resane de fisuras realizadas en vigas principales.
(fuente propia)

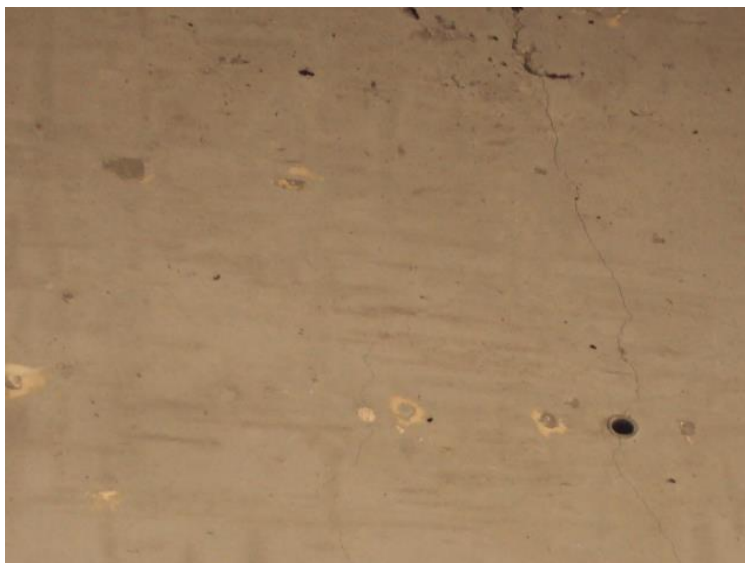


Figura 2.10: Presencia de micro fisuras de 0.2 mm a 0.3 mm de espesor, en viga central (fuente propia)

Como se pudo observar según la ubicación de las fisuras y su tamaño es evidente que exista problemas en el análisis y diseño de la superestructura, por tal motivo en el siguiente capítulo se realizará el análisis y diseño en base a la última Norma de diseño de Puentes 2018.[7]

Al realizar la verificación del análisis y diseño de la superestructura, podremos comparar los resultados con la memoria de cálculo y detalles en planos del expediente técnico, así culminaremos el estudio patológico conociendo las causas de la manifestación de las fisuras en las vigas principales.

- El limite elástico del acero corresponde $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ (conforme).
- Los otros elementos veredas barandas etc, son complementarios.

2.4 Patología de la subestructura. —

2.4.1 Estribos

Con respecto a los estribos que son estructuras de apoyo extremos del puente que además de soportar la carga de la superestructura, sirve de contención de los terraplenes de acceso. Estos son muros de contención según el expediente técnico es del tipo voladizo en concreto armado, que de acuerdo a las recomendaciones técnicas estos son adecuados estructuralmente y económicamente para alturas de 4m a 10m. [8]

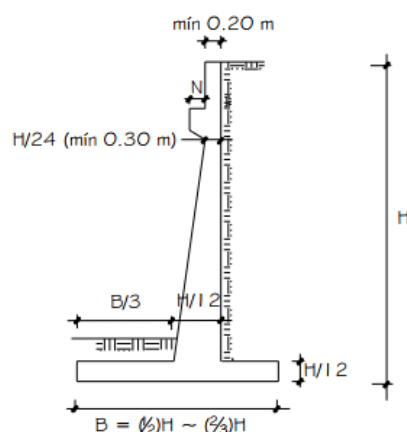


Figura 2.15: Recomendaciones de predimensionamiento.[8]

Verificamos el predimensionamiento según lo que recomienda la guía de diseño de puentes:

- La altura promedio para ambos estribos es de $H=8.15\text{m}$ es conforme.
- Pantalla en la parte superior $H/24=0.33\text{m}$, tenemos 0.45m es conforme.
- Pantalla a nivel de la zapata $H/12 = 0.67\text{m}$ tenemos 0.85m es conforme.
- Peralte de la zapata $H/12=0.67\text{m}$ según detalle 1.00m es conforme.
- Ancho de la zapata corrida del estribo $B=H/2= 4.075\text{m}$ en planos 6.90m

De acuerdo el estudio de mecánica de suelos a nivel de desplante de la cimentación, el suelo está conformado por una bolonería de piedra grande con grava pobremente graduada (GP), que constituyen materiales de excelente calidad con una capacidad portante admisible

3.45kg/cm². Así mismo la cimentación está por debajo del nivel de socavación 1.50m tras la visita al proyecto no se ha observado problemas de socavación.

Se descarta la posibilidad de existir problemas de asentamiento en alguno de los estribos, ya que las dimensiones de la zapata del estribo son de 6.40mx6.90m con capacidad portante 3.45kg/cm², tendremos una carga máxima de servicio 1523.52 toneladas que según los cálculos previos son muy superiores a los calculados. (carga en el estribo 280tn).

2.4.2 Pilar Central

Los pilares proporcionan soporte vertical a los tableros de los puentes para luego transferir la carga a la cimentación, así mismo son elementos que reciben las cargas horizontales de sismo transferidas por la superestructura en conjunto con los estribos. En cuanto al pilar elegido en el proyecto se trata del tipo pared sólida, esta configuración estructural es muy recomendable para puentes sobre ríos ya que brinda mayor seguridad por su esbeltez y su funcionamiento hidráulico. [8]

Con respecto a las dimensiones del pilar central tenemos 0.60m x 2.50m con una altura de 10m aproximadamente es decir no es muy esbelto, para lo cual podemos indicar que se encuentra sobredimensionado. Así mismo, la zapata de es de 3.80m x 8.40m con el valor de capacidad portante 3.45kg/cm², tenemos una carga máxima de servicio de 1101.24 toneladas, verificando este valor con las cargas de servicio se descarta cualquier posible asentamiento. (carga en el pilar central 480 tn).

Es importante mencionar que el estudio hidrológico indica que para el caudal de diseño de 230 m³/s calculados se recomienda una altura de socavación en la parte central de 6.50m y en los estribos de 5.00m, se verifico que los niveles de desplante de la cimentación tanto del pilar como de los estribos cumplen esta recomendación.

2.4.3 Hipótesis de falla estructural

Estas fisuras que se presentan obligan definitivamente a verificar el análisis estructural del proyecto, ya que su presencia no es usual en este tipo de proyectos, cuando se diseñan y construyen según lo establecido en las Normas. Es importante mencionar que, de acuerdo al expediente técnico, el análisis y diseño del Puente la Capilla se realizó con el Manual de Diseño de Puentes que fue realizada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones y aprobada el 31 de Julio del 2003. Así mismo esta norma ha sido complementada con la Norma AASHTO LRFD Bridge Design and Specifications – 2004.[7]

Según el estudio patológico se ha descartado problemas de calidad del concreto, mal procedimiento constructivo, posibles asentamientos, mala configuración estructural, todos estos aspectos están dentro lo estipulado y recomendado en las normas y bibliografía relacionada al diseño y construcción de puentes, lo que nos hace suponer que la falla fue debida a una mala interpretación de normas, por consecuencia un mal desarrollo de análisis y diseño de la superestructura, por tal motivo es necesario realizar el correspondiente análisis estructural y compararlo con lo ejecutado. Para lo cual revisaremos primeramente la idealización estructural, las cargas impuestas, resultados de las acciones en los diferentes elementos estructurales, sus deformaciones, el diseño en concreto armado, verificaciones de diseño y finalmente detalles en planos de estructuras.

Después de realizar el análisis y diseño estructural podemos determinar la causa que ha ocasionado las fisuras en las vigas de la superestructura, y en base a este estudio patológico que se ha realizado meticulosamente se ha llegado a la conclusión que está sustentada en el presente documento al detalle, se concluye que se debe a un mal análisis y diseño de parte del proyectista.

2.4.4 Consecuencia del problema e inversión económica

Al realizar el estudio patológico el cual se complementa con el desarrollo de los próximos capítulos en detalle es importante resaltar que se está poniendo en riesgo toda la inversión del proyecto a continuación detallamos:

DESCRIPCION	PRESUPUESTO (S/.)
Construcción de Puente la Capilla	S/.1,611,812.60
Costo Directo	S/.1,611,812.60
Gastos Administrativos	S/.306,244.40
Presupuesto Total	S/.1,918,057.00

Tabla 2.2: Resumen de inversión para la construcción del puente “Capilla”.
(fuente propia)

Respecto al monto de la inversión se puede observar que los costos, se encuentran dentro los parámetros considerados en puentes, observándose que los costos unitarios son aceptables por lo tanto no existió inconvenientes con respecto al suministro adecuado de materiales. Este es buen indicativo con respecto a que se confirma la calidad del concreto como del suministro del acero. Es importante resaltar que de acuerdo al estudio patológico se podrá determinar las causas de la aparición inmediata de las fisuras[3], para poder plantear una alternativa de reforzamiento y poder salvaguardar la inversión. Con respecto al plazo de ejecución fue de 7 meses el cual se realizó con normalidad respetando el tiempo de desencofrado de 21 días.

Capítulo 3

Análisis estructural y verificación

3.1 Introducción. -

En el presente capítulo continuaremos con el estudio patológico, ya habiendo realizado cálculos previos y concluyendo que las fisuras presentadas no eran por asentamientos, calidad del concreto, problemas de la subestructura, etc. Es necesario realizar un análisis estructural de la superestructura para lo cual se realizará un análisis y diseño del puente específicamente la superestructura, el cual será verificado con el programa CSi Bridge; pudiendo determinar los momentos requeridos (M_u , V_u , etc). Posteriormente compararemos los resultados del análisis y diseño requerido de acuerdo a las normas, con los resultados obtenidos según el proyecto ejecutado y especificado en el expediente, esto nos permite evaluar y determinar si ha existido problemas en el análisis y diseño, además estas diferencias nos permitirán dar una solución al problema presentado y salvaguardar la inversión.

Se realizará el análisis de forma manual con ayuda de plantillas en Excel y se verificará con el programa CSi Bridge,[9] con lo cual podremos reafirmar nuestros cálculos ejecutados e interpretación de norma.

3.2 Normativa. -

Se indica la norma utilizada para la el análisis y diseño empleados en la presente tesis:

- AASTHO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition 2014.
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition 2011.
- Manual de Puentes MTC 3ra Edición Dic 2018.

3.3 Características del puente. -

Las características propias del puente “La Capilla” son:

Longitud Total	: 50.00 m
Numero de tramos	: 2 und
Longitud por tramo	: 25.00 m
Número de vías	: 1
Ancho Total de vía	: 1 vía de 4.00 m (según lo verificado en obra)
Ancho Total de puente	: 6.40 m
Tipo de Superestructura	: Puente tipo viga losa de concreto armado
Tipo Cimentación	: Cimentación directa con Zapatas
Pilar	: Tipo mono-columna tipo placa
Estribo Izquierdo	: Tipo Voladizo
Estribo Derecho	: Tipo Voladizo
Superficie de Desgaste	: 5 cm de espesor de asfalto.

3.4 Propiedades del material. -

Se detallan las propiedades del material de acuerdo a lo recopilado y encontrado en el proyecto in situ:

CONCRETO

Resistencia a la compresión: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (28 MPa)

Peso Específico: $\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ (25kN/m³)

Módulo de Elasticidad: $E_c = 267524.97 \text{ kg/cm}^2$ (24855.964 MPa)

ACERO

Límite de fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ (420MPa)

Peso Específico: $\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$ (78.5 kN/m³)

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (2×10^5 MPa)

3.5 Dimensiones. -

El espesor de losa superior se recomienda tener un mínimo de espesor de concreto $h_e = 7 \text{ in} = 17.8 \text{ cm}$, el espesor planteado por el diseñador es de 20 cm; verifica; en cuanto al peralte estructural de acuerdo se recomienda un peralte mínimo de $h_{\min} = 0.065 (L)$; siendo L luz de libre entre tramos ($L = 25 \text{ m}$), por lo tanto $h_{\min} = 0.065 (25\text{m}) = 1.625\text{m}$, el peralte planteado por el diseñador es de 1.65m , verifica. Las dimensiones de la sección transversal del puente son las siguientes:

Peralte de sección (h) : 1.65m.

Ancho de viga (bw): 0.50m.

Espesor de losa (he): 0.20m.

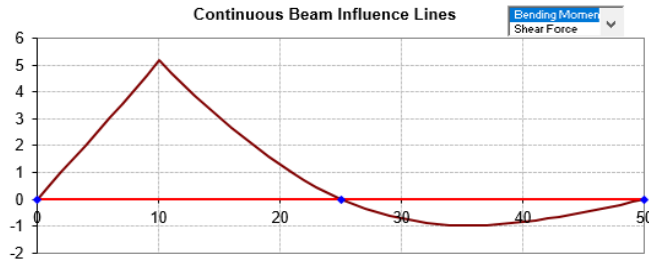
Peralte efectivo (d) : 1.53m.

3.6 Líneas de influencia. -

La idealización estructural del puente a analizar se trata de una estructura de dos tramos iguales de 25m, con aparatos de apoyo de neopreno zunchado, con lo que todos los apoyos son móviles con movimiento restringido (muelle). . Tratándose de una estructura hiperestática sus líneas de influencia son líneas curvas de reacciones, cortantes y momentos.[8]

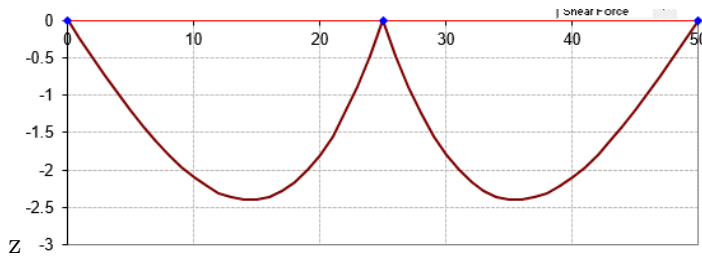
Se determinará los momentos y cortantes máximos en la parte central de las vigas ($L/4$) y cortante en el apoyo central y estribos, todo esto para una vía, ya que luego se realiza la distribución de acciones a las vigas según su factor de distribución. En este caso para hallar este factor se utilizará el método de la palanca contemplado en la Norma.

Estos cálculos realizados son para puntos específicos de variación, luego se verificará los cálculos con el programa CSi Bridge quien nos permite mayor información. Es importante resaltar que la verificación estructural se centrará en base al estudio patológico (fisuras por flexión y fisuras por corte).



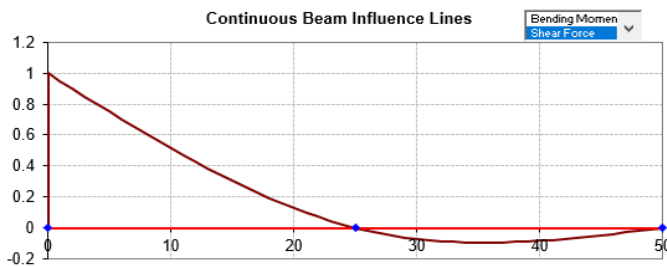
	Moment	Shear
Maximum Value:	5.16	0.516
Minimum Value:	-0.961	-0.484
Positive Area:	59.4	3.3996
Negative Area:	-15.6	-4.0196
Total Area:	43.8	-0.62

Figura 3.1: Línea de influencia de momento positivo - tramo central ($x=10.00$ m).
(fuente propia)



	Moment	Shear
Maximum Value:	0	0
Minimum Value:	-2.4024	-1
Positive Area:	0	0
Negative Area:	-78	-15.62
Total Area:	-78	-15.62

Figura 3.2: Línea de influencia de momento negativo - apoyo central ($x=25$ m).
(fuente propia)



	Moment	Shear
Maximum Value:	0	1
Minimum Value:	0	-0.0961
Positive Area:	0	10.94
Negative Area:	0	-1.56
Total Area:	0	9.38

Figura 3.3: Línea de influencia de cortante - apoyo extremo ($x=0$ m).
(fuente propia)

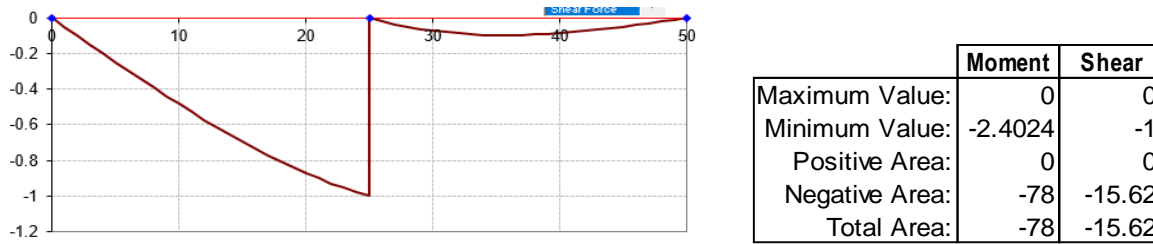


Figura 3.4: Línea de influencia: cortante - apoyo intermedio ($x=25m$).
(fuente propia)

3.7 Cálculo de cargas y esfuerzos internos. -

Las siguientes cargas fueron empleadas para determinar las demandas actuantes en los componentes de la estructura.

3.7.1 Cargas permanentes (DC, DW)

Se utilizaron los pesos unitarios del concreto armado para la determinación de las demandas por peso propio en los elementos estructurales (DC).

Peso Específico Concreto Armado: 2500 kg/m^3 (25 kN/m^3)

Se ha considerado (DW) como cargas muertas la superficie de rodadura, las veredas, la barrera de contención y la baranda:

Peso Específico Concreto Normal (Veredas): 2400 kg/m^3 (24 kN/m^3)

Peso Específico Superficie de Rodadura Asfalto: 2200 kg/m^3 (22 kN/m^3)

Peso de Baranda: $\gamma_s = 160 \text{ kg/m}$ (1.6 kN/m)

Es importante determinar el ancho efectivo de la viga (l_e) bajo recomendaciones del ACI, para calcular las cargas DC, DW.

Comportamiento interior de la viga para calcular (l_e) será el menor de:

- $L/8 = 25m/4 = 6.25m$
- $b_w + 12t_s = 0.50m + 12(0.20m) = 2.90m$
- $S = 2.60m$

Se define como ancho efectivo de la viga: $le = 2.60\text{m}$.

A continuación, en la siguiente tabla se muestra el cálculo del metrado de cargas por viga:

CARGA MUERTA (DC)

Elementos	γ (t/m ³)	m	m	t/m
Viga	2.5	0.5	1.45	1.8125
Losa de Concreto	2.5	3.2	0.2	1.6
Cartelas	2.5	0.2	0.2	0.05
	2.5	0.2	0.65	0.1625
CARGA MUERTA (DC)				3.625

CARGA MUERTA (DW)

Elementos	γ (t/m ³)	m	m	t/m
Asfalto	2.2	2	0.05	0.22
Vereda	2.4	1.4	0.25	0.84
Barrera	2.4	0.81	0.15	0.2916
	2.4	0.25	0.075	0.045
	2.4	0.25	0.25	0.075
CARGA MUERTA (DW)				1.3966

Tabla 3.1: Cálculo de DC y DW.
(fuente propia)

Con las áreas definidas por medio de las líneas de influencia se calcula los momentos y cortantes correspondientes para DC y DW.

Momento Positivo – Tramo Central

M (Dc) =	158.78	t-m
M (Dw) =	61.17	t-m

Fuerza cortante – Estribo

V (Dc) =	34.00	t
V (Dw) =	13.10	t

Momento Negativo – Apoyo central

M (Dc) =	-282.75	t-m
M (Dw) =	-108.93	t-m

Fuerza cortante – Pilar

V (Dc) =	-56.62	t
V (Dw) =	-21.81	t

3.7.2 Carga viva vehicular (LL+IM)

El camión de diseño es el típico semitrailer que consiste en el eje frontal de 3.6 t seguido a 4.3m de un eje de 14.8 t y finalmente un eje posterior de 14.8 t que está ubicado a una distancia variable de 4.3m a 9.0m., la que resulte los mayores efectos. La carga del camión de diseño deberá incrementarse por efectos dinámicos. [7][8]

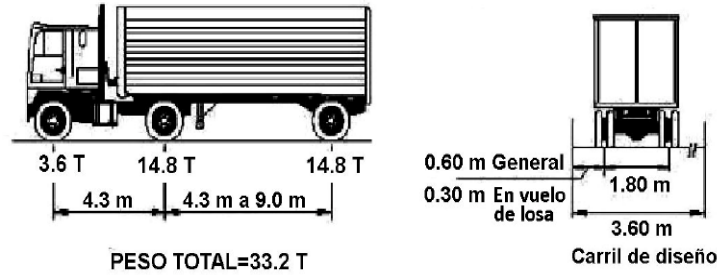


Figura 3.5: Características de camión de diseño.[7]

La segunda configuración es el camión tándem de diseño consiste en dos ejes de 11.2 t espaciados a 1.2 m. estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos.

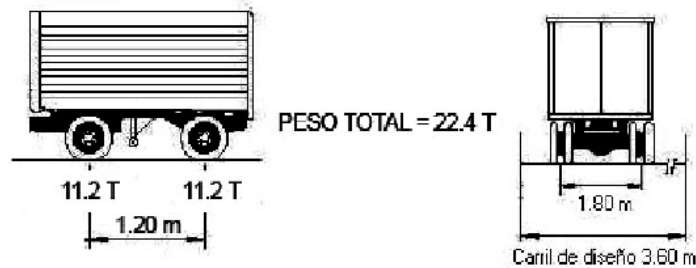


Figura 3.6: Características del camión de tándem.[7]

La tercera carga es la línea de diseño que consiste en una carga distribuida de 0.96 t/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable, y se asume que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m en dirección transversal. Esta carga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

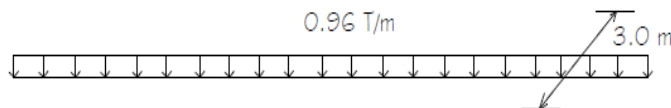


Figura 3.7: Carga por carril.[7]

La carga viva de diseño es la denominada HL-93 de la especificación AASHTO LRFD. Esta carga considera la aplicación de cargas correspondientes al camión de diseño, al tándem de

diseño y a la carga distribuida de diseño. Podemos resumir estas cargas en HL-93K, HL-93M y HL-93S.

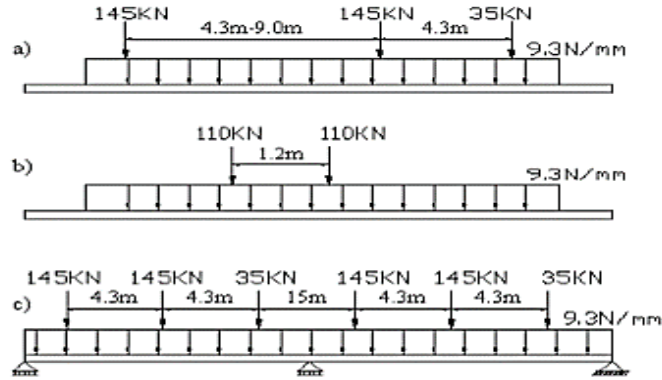


Figura 3.8: Resumen cargas de diseño de AASHTO[7]

Combinación de carga viva	Camión de diseño	Camión tandem de diseño	Camiones de diseño separados 15m	Línea de diseño
a	1.00			1.00
b		1.00		1.00
c			0.90	0.90

Tabla 3.2: Factor de carga viva según HL-93k, HL-93M y HL-93S[7]

Número de carriles [A3.6.1.1.1]

$W = \text{Ancho de calzada} = 4.00 \text{ m}$

$NL = \text{INT} (W / 3.6 \text{ m}) = \text{INT} (4.00 \text{ m} / 3.6\text{m}) = 1,11$ por lo tanto 1 via

Factor de Presencia Múltiple [A3.6.1.1.2]

Número de Vías Cargadas	Presencia de Factores Múltiples, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Tabla 3.3: Presencia de Factores Múltiples, m[7]

Según nuestro número de vías cargadas se utilizará el valor de 1.20 como Factor de Presencia Múltiple.

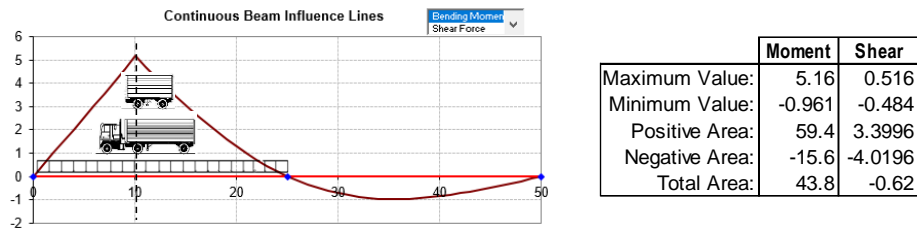
Amplificación Dinámica [A3.6.2.1]

Componente	Porcentaje (IM)
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

Tabla 3.4: Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM)[7]

A continuación, se presentan los cálculos para determinar los momentos de sobre carga vehicular y de impacto.

Momento positivo: Tramo central $M^+(LL+IM)$.



HL-93 K			
Camion	Ubicación(m)	L.I	M (t-m)
14.8	14.3	3.3193	49.13
14.8	10	5.16	76.37
3.6	5.7	2.88	10.37
Σ MO :			135.86

HL-93 M			
Camion	Ubicación(m)	L.I	M (t-m)
11.2	10	5.16	57.79
11.2	8.8	4.5091	50.50
Σ MO :			108.29

Se elige el mayor : **135.86** tn-m

M impac:	33%	135.86	44.83	t-m
M Distrib :	0.96	59.4	57.02	t-m

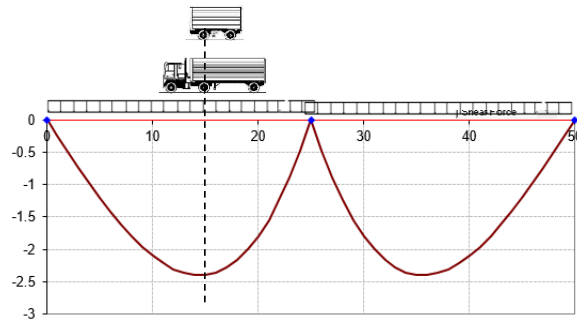
M (LL+IM) : **237.72** t-m

Figura 3.9: Cálculo del momento positivo en el tramo central $M^+(LL+IM)$.
(fuente propia)

El momento positivo obtenido cuando el camión de carga HL-93K está situado a 10m es de 237.72 t.m , es importante destacar que este momento es para toda la sección del puente (2

vigas principales), por lo tanto este momento deberá ser redistribuido por medio de la regla de momentos para el diseño de la viga.

Momento negativo: Apoyo central $M(LL+IM)$.



HL-93 K			
Camion	Ubicación(m)	L.I	M (t-m)
14.8	19.3	-1.9444	-28.78
14.8	15	-2.402	-35.55
3.6	10.7	-2.18232	-7.86
$\Sigma MO :$			-72.18

HL-93 M			
Camion	Ubicación(m)	L.I	M (t-m)
11.2	15	-2.402	-26.90
11.2	13.8	-2.39616	-26.84
$\Sigma MO :$			-53.74

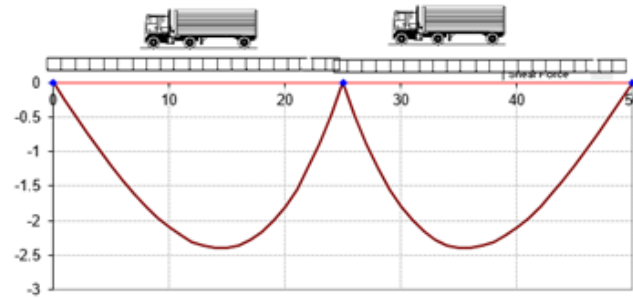
Se elige el mayor : **-72.18** t-m

M impac:	33%	-72.18	-23.82	t-m
M Distrib :	0.96	-78	-74.88	t-m

M (LL+IM) : **-170.88** t-m

Figura 3.10: Cálculo de momento negativo en el apoyo central $M(LL+IM)$.
(fuente propia)

Se deberá verificar para este caso, la evaluación del camión de diseño HL93S la cual deberá ser afectada al 90%, y comparada con el anterior calculo escrito para determinar la situación mas critica, como se aprecia en la siguiente figura.



HL-93 S (ubicado a 15m)			
Camion	Ubicación(m)	L.I	M (t-m)
14.8	38.6	-2.246	-33.24
14.8	34.3	-2.373	-35.12
3.6	30	-1.8	-6.48
Σ MO :			-74.84

2 Camiones -147.02 tn.m

33%	-147.02	-48.52	tn-m
0.96	-78	-74.88	tn-m

M (LL+IM) : -270.42 t-m

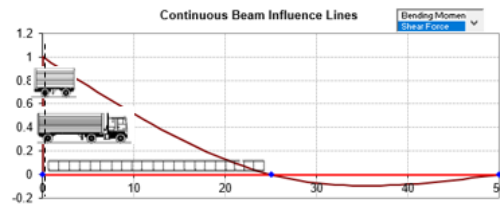
Afectado al 90% M (LL+IM) : -243.38 t-m

Figura 3.11: Cálculo de Momento Negativo en el apoyo central para HL-93S - M (LL+IM).
(fuente propia)

Nos damos cuenta claramente que el camión de diseño más crítico que domina el análisis para esta situación en particular será el HL-93S , con un momento negativo de -243.38 t.m.

A continuación, procederemos calcular los esfuerzos cortantes en el estribo y en el pilar.

Esfuerzo cortante en el estribo V(LL+IM)



	Moment	Shear
Maximum Value:	0	1
Minimum Value:	0	-0.0961
Positive Area:	0	10.94
Negative Area:	0	-1.56
Total Area:	0	9.38

HL-93 K			
Camion	Ubicación(m)	L.I	V (t)
14.8	0	1	14.80
14.8	4.3	0.786	11.63
3.6	8.6	0.579	2.08
Σ MO :			28.52

HL-93 M			
Camion	Ubicación(m)	L.I	V (t)
11.2	0	1	11.20
11.2	1.2	0.94	10.53
$\Sigma MO :$			21.73

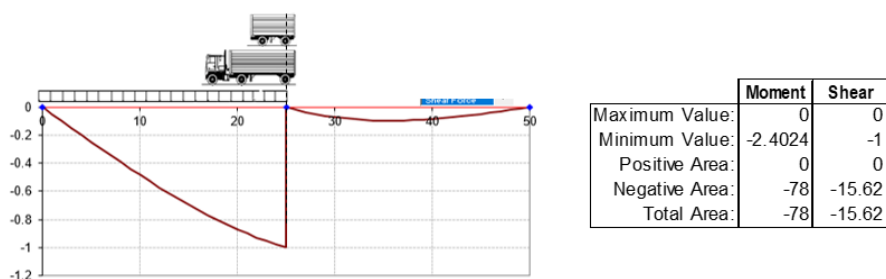
Se elige el mayor : **28.52** t

V impac:	33%	28.52	9.41 t
V Distrib :	0.96	10.94	10.50 t

V (LL+IM) : **48.43** t

Figura 3.12: Cálculo del esfuerzo cortante en el estribo V(LL+IM).
(fuente propia)

Esfuerzo cortante en el pilar V(LL+IM)



HL-93 K			
Camion	Ubicación(m)	L.I	V (t)
14.8	25	-1	-14.80
14.8	20.7	-0.8923	-13.21
3.6	16.4	-0.748	-2.69
$\Sigma MO :$			-30.70

HL-93 M			
Camion	Ubicación(m)	L.I	V (t)
11.2	25	-1	-11.20
11.2	23.8	-0.9734	-10.90
$\Sigma MO :$			-22.10

Se elige el mayor : **-30.70** t

M impac:	33%	-30.70	-10.13 t
M Distrib :	0.96	-15.62	-15.00 t

M (LL+IM) : **-55.82** t

Figura 3.13: Cálculo del esfuerzo cortante en el pilar V(LL+IM).
(fuente propia)

A continuación, se presenta el resumen de cargas calculadas debido a la carga viva.

Momento Positivo – Tramo Central

Fuerza cortante – Estribo

$$M(LL+IM) = 237.72 \text{ t-m} \quad (2331.24 \text{ kN.m})$$

$$V(LL+IM) = 48.43 \text{ t} \quad (474.94 \text{ kN})$$

Momento Negativo – Apoyo central

Fuerza cortante – Pilar

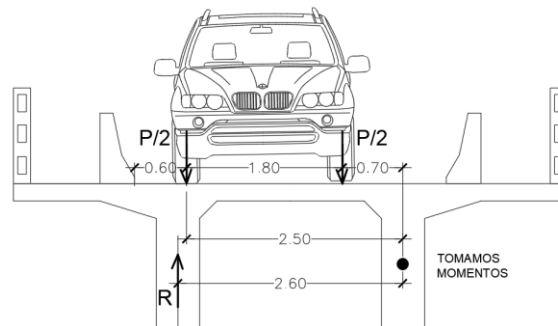
$$M(LL+IM) = -243.38 \text{ t-m (2386.74 kN.m)}$$

$$V(LL+IM) = -55.82 \text{ t (547.41 kN)}$$

Para el diseño es importante determinar los momentos y cortantes actuantes por viga independientemente, para lo cual la norma nos recomienda calcular un factor de redistribución, este factor de redistribución será calculado por el método de la palanca. [7]

Factor de redistribución

Las acciones antes calculadas deberán distribuirse por medio de un factor de distribución, el que será calculado de la siguiente manera:



$$R(2.60) = \frac{P}{2}(2.50) + \frac{P}{2}(0.70)$$

$$R(2.60) = 1.60 P$$

$$R = 0.615 P$$

A continuación se muestran los momentos y cortantes redistribuidos para una sola viga:

Momento Positivo – Tramo Central

Fuerza cortante – Estribo

$$M(LL+IM) = 146.20 \text{ t-m (1433.73 kN.m)}$$

$$V(LL+IM) = 29.78 \text{ t (292.04 kN)}$$

Momento Negativo – Apoyo central

Fuerza cortante – Pilar

$$M(LL+IM) = -149.68 \text{ t-m (1467.86 kN.m)}$$

$$V(LL+IM) = -34.33 \text{ t (336.66 kN)}$$

3.7.3 Carga viva peatonal (PL)

La carga viva peatonal se considera una carga uniforme distribuida de 0.367 t/m² (367kg/m²) según la especificación AASHTO LRFD, se considera carga peatonal la vereda es mayor a 0.75m. A continuación, se muestra los cálculos para determinar (PL):

Elementos	γ (t/m ²)	m	t/m
Peatones	0.367	1.2	0.4404
CARGA PEATONAL (PL)			0.4404

Tabla 3.5: Cálculo de la sobre carga (PL).
(fuente propia)

De manera homogénea podemos calcular los momentos y cortantes que generan la sobrecarga peatonal (PL) con ayuda de las líneas de influencia antes calculadas.

Momento Positivo – Tramo Central

$$M(PL) = 19.29 \text{ t-m} \quad (189.17 \text{ kN.m})$$

Fuerza cortante – Estribo

$$V(PL) = 4.13 \text{ t} \quad (40.50 \text{ kN})$$

Momento Negativo – Apoyo central

$$M(PL) = -34.35 \text{ t-m} \quad (336.86 \text{ kN.m})$$

Fuerza cortante – Pilar

$$V(PL) = -6.88 \text{ t} \quad (67.46 \text{ kN})$$

3.7.4 Factores de reducción de resistencia [A5.5.4.2]

Estado Limite de Resistencia ϕ

Flexión y Tensión 0.90

Corte y Torsión 0.90

3.7.5 Modificadores de carga [A1.3.2.1]

Ductilidad: El sistema estructural de un puente será proporcionado y detallado de tal forma que se asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.[8]

Redundancia: Se define la redundancia como: “La capacidad del sistema estructural de un puente de llevar cargas después de ser dañados o fallados uno o más de sus miembros.”[8]

Importancia: El propietario puede declarar si un puente, o algún componente estructural y conexión tienen importancia operativa. La clasificación operativa del puente será efectuada por el personal responsable de la red vial afectada y conocedor de sus necesidades operativas.[8]

Resistencia

$\eta_D = 1.0$ Ductilidad
 $\eta_R = 1.0$ Redundancia
 $\eta_I = 1.0$ Importancia
 $\eta_{Res} = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.0$

Servicio

$\eta_D = 1.0$ Ductilidad
 $\eta_R = 1.0$ Redundancia
 $\eta_I = 1.0$ Importancia
 $\eta_{Ser} = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.0$

3.7.6 Combinaciones aplicables [A3.4.1-1]

Solo aplica verificar tanto Resistencia I y Servicio I:

RESISTENCIA I $U = \eta [1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL+IM)]$

SERVICIO I $U = \eta [1.0 DC + 1.0 DW + 1.0 (LL+IM)]$

Por último, se calcula los momentos los momentos y cortantes por viga amplificados según la norma para la evaluación tanto a resistencia I y servicio I.

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTANTE POR VIGA AASHTO - LRFD							
Momento positivo en tramo central				Cortante en estribo			
M (Dc) =	158.78 t-m	1.25	198.47 t-m	V (Dc) =	34.00 t	1.25	42.50 t
M (Dw) =	61.17 t-m	1.5	91.76 t-m	V (Dw) =	13.10 t	1.5	19.65 t
M (PL) =	19.29 t-m	1.75	33.76 t-m	V (PL) =	4.13 t	1.75	7.23 t
M(LL+IM)=	146.20 t-m	1.75	255.85 t-m	V(LL+IM)=	29.78 t	1.75	52.12 t
Ms =	385.43 t-m	Mu =	579.83 t-m	Vs =	81.02 t	Vu =	121.51 t
	3781.10 kN.m		5688.11 kN.m		794.79 kN		1191.97 kN
Momento negativo en apoyo central				Cortante en pilar			
M (Dc) =	-282.75 t-m	1.25	-353.44 t-m	V (Dc) =	-56.62 t	1.25	-70.78 t
M (Dw) =	-108.93 t-m	1.5	-163.40 t-m	V (Dw) =	-21.81 t	1.5	-32.72 t
M (PL) =	-34.35 t-m	1.75	-60.11 t-m	V (PL) =	-6.88 t	1.75	-12.04 t
M(LL+IM)=	-149.68 t-m	1.75	-261.94 t-m	V(LL+IM)=	-34.33 t	1.75	-60.08 t
Ms =	-575.71 t-m	Mu =	-838.89 t-m	Vs =	-119.65 t	Vu =	-175.62 t
	-5647.76 kN.m		-8229.53 kN.m		-1173.75 kN		-1722.83 kN

Tabla 3.6: Cuadro resumen de momentos flectores y esfuerzos cortantes amplificados en la superestructura.
(fuente propia)

3.8 Verificación con el Software Csibridge V21. -

A continuación, se mostrará los resultados del modelamiento del puente realizado con el programa SOFTWARE CSIBRIDGE V21; para poder corroborar resultados y verificar los Momentos y Cortantes resultantes bajo las cargas antes calculadas.[9]

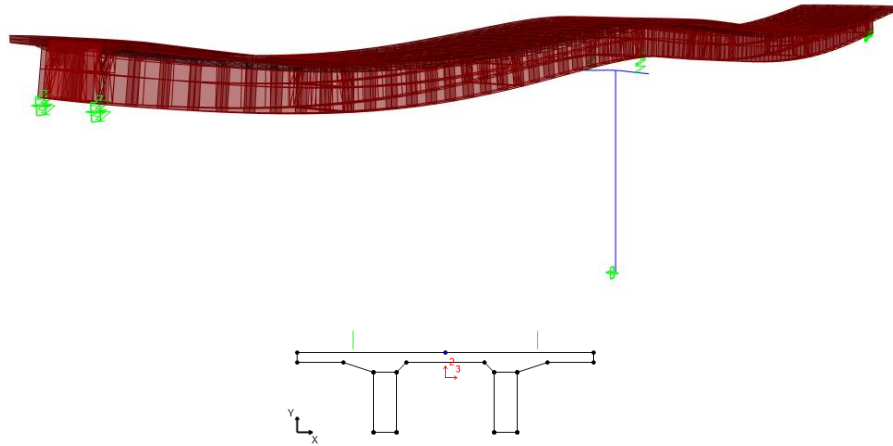


Figura 3.14: Modelo del puente en programa Csibridge V21.
(fuente propia)

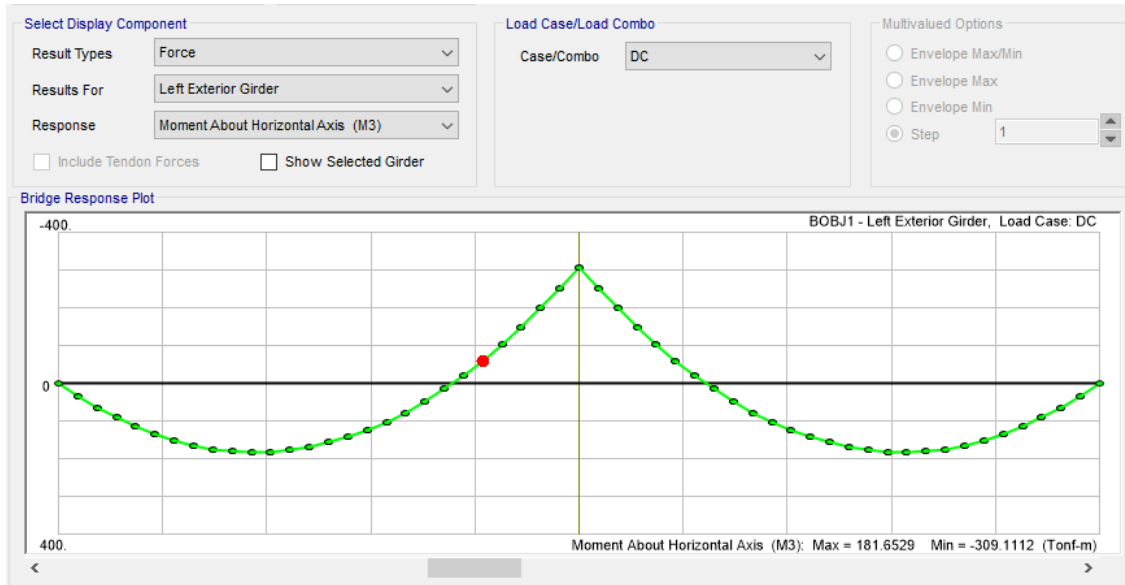


Figura 3.15: Diagrama de momentos debido a DC.
(fuente propia)

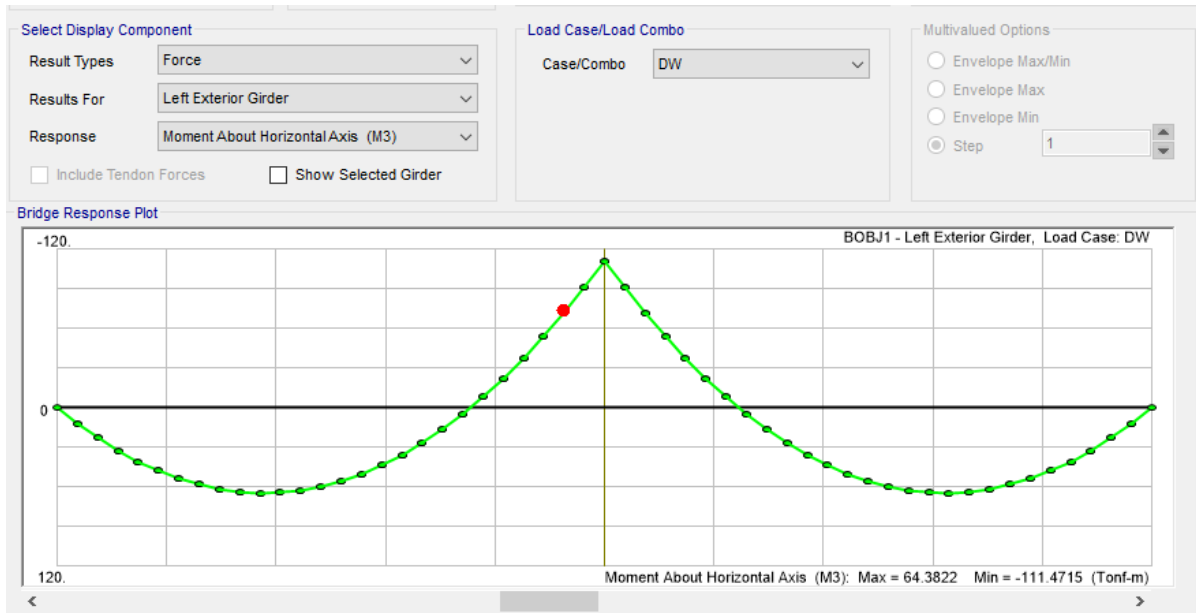


Figura 3.16: Diagrama de momentos debido a DW.
(fuente propia)

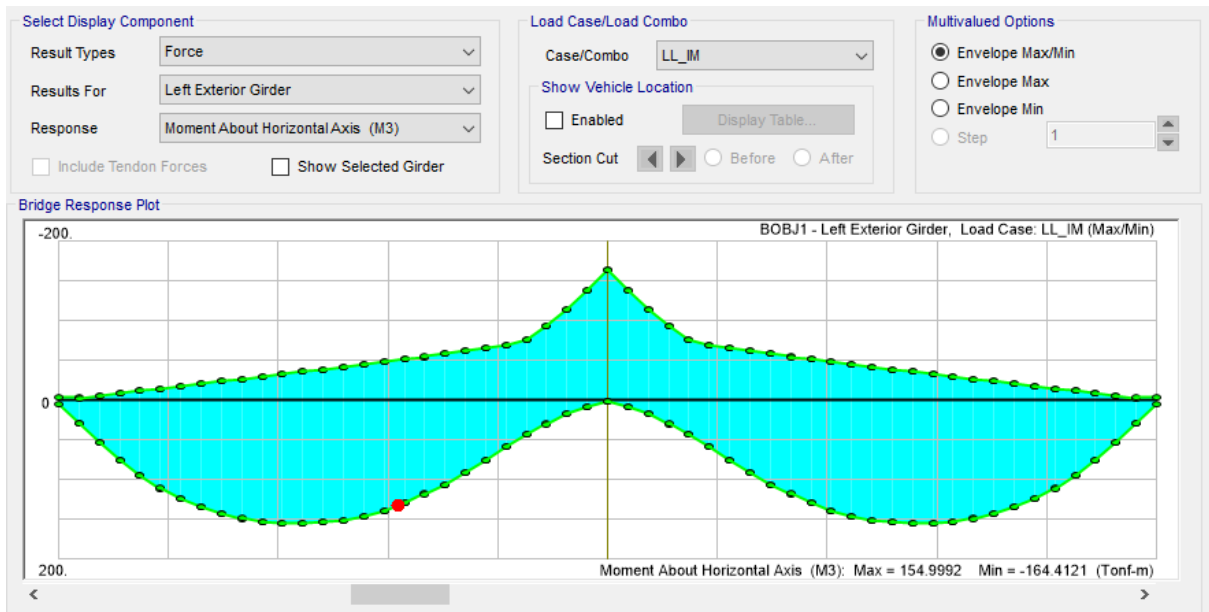


Figura 3.17: Diagrama de momentos debido a (LL+IM).
(fuente propia)



Figura 3.18: Diagrama de esfuerzos cortante debido DC
(fuente propia)

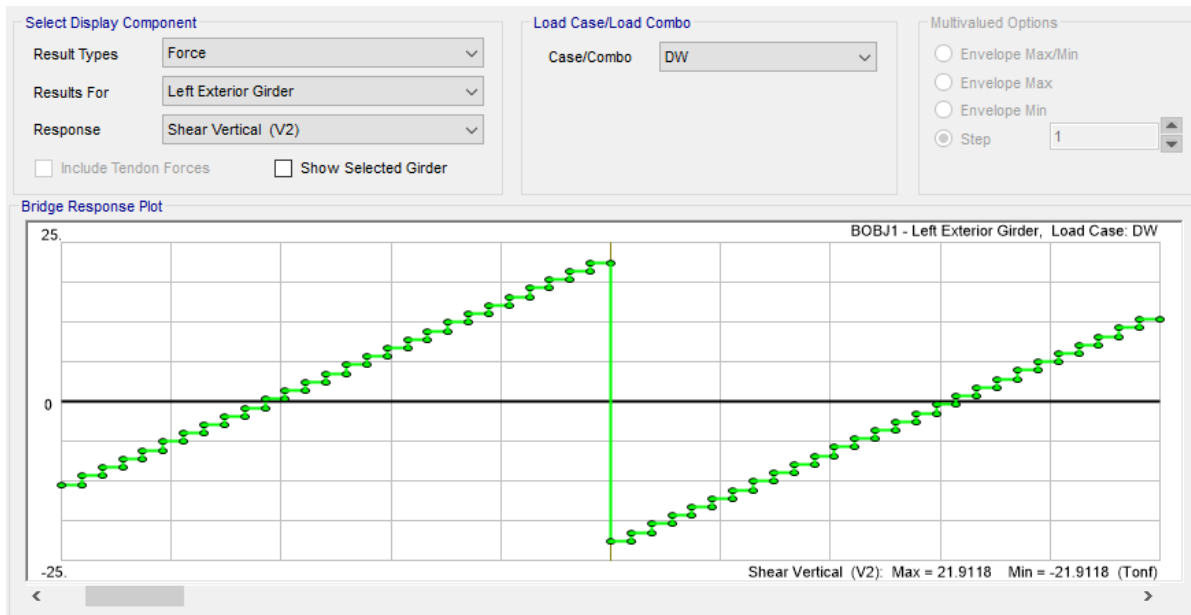


Figura 3.19: Diagrama de esfuerzos cortante debido DW
(fuente propia)

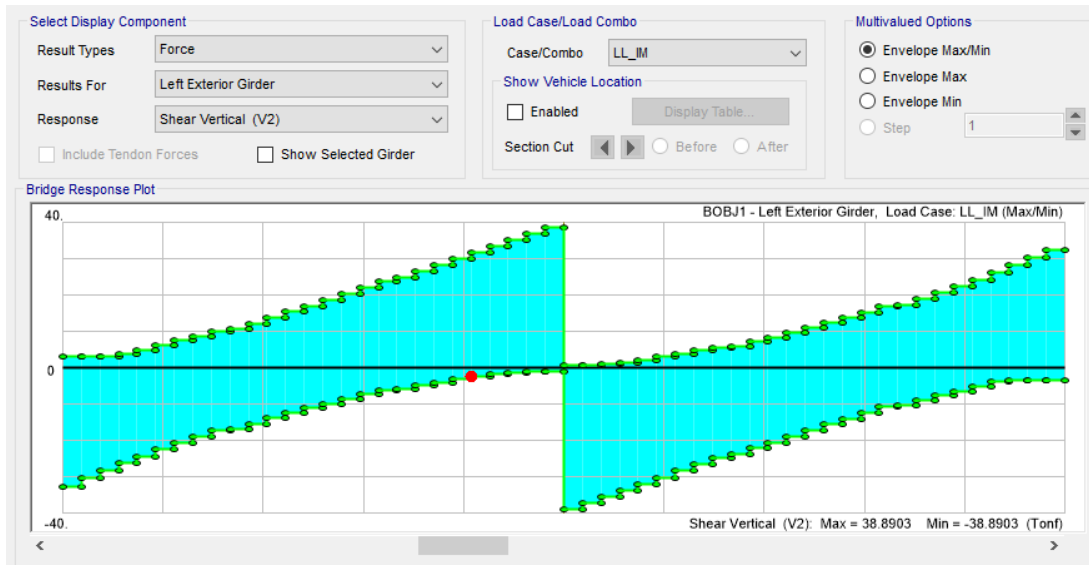


Figura 3.20: Diagrama de esfuerzos cortante debido LL+IM
(fuente propia)

RESISTENCIA I

$$U = \eta [1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL+IM)]$$

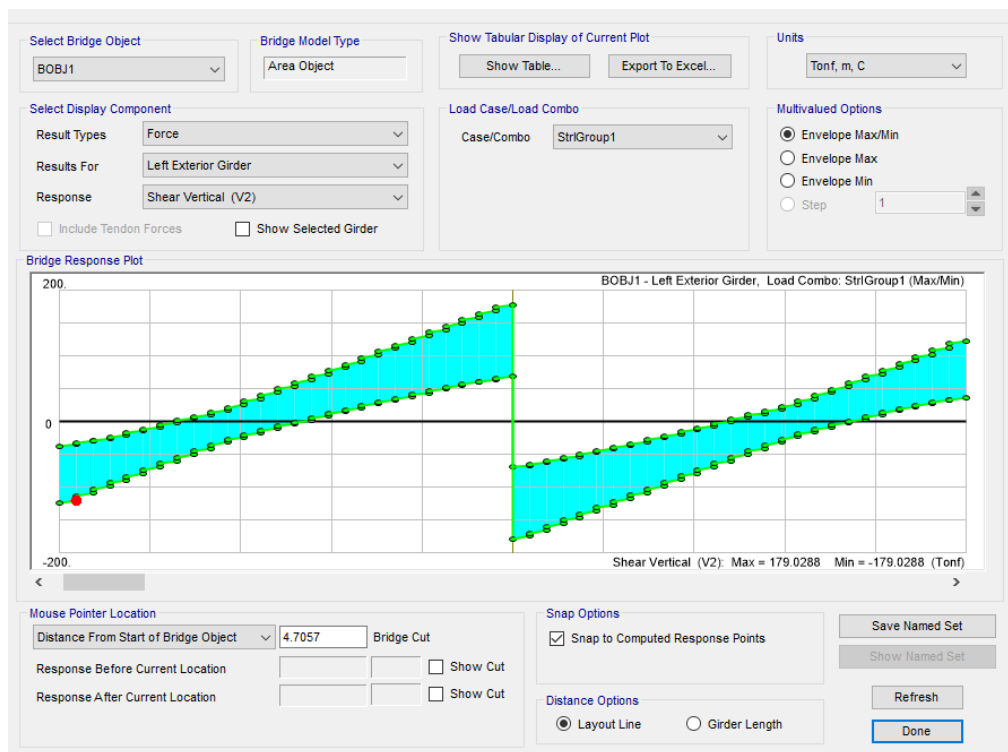


Figura 3.21: Diagrama de cortante debido a la combinación Resistencia I
(fuente propia)

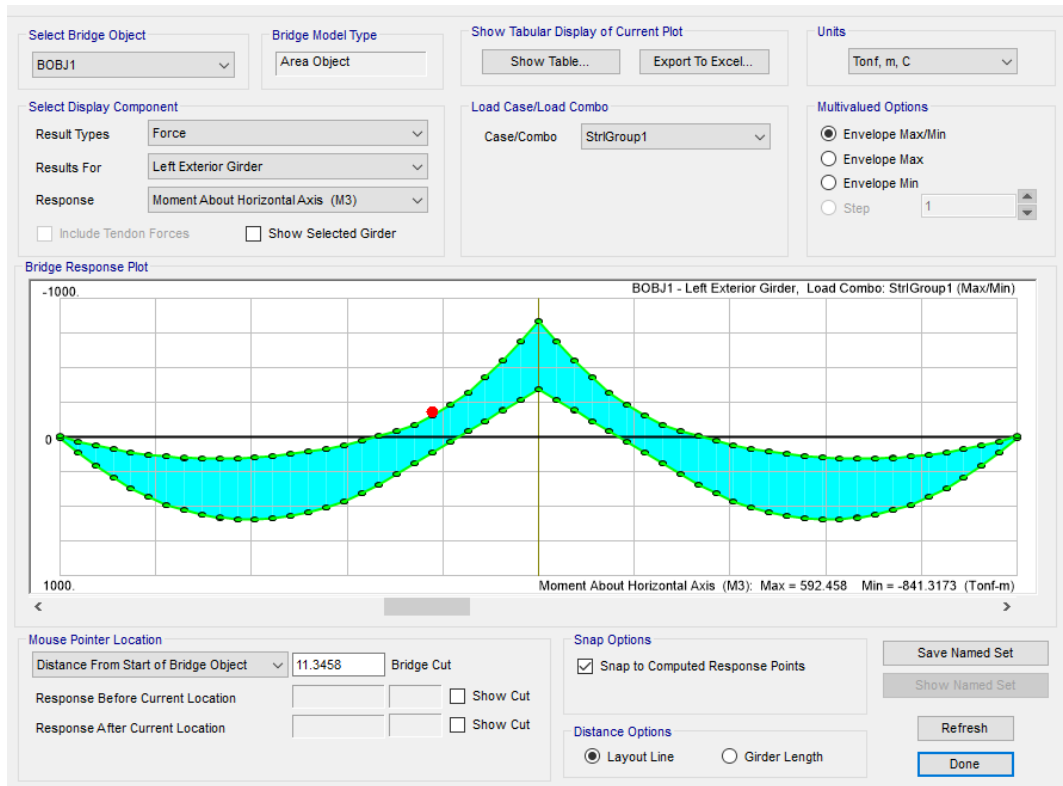


Figura 3.22: Diagrama de momentos flectores debido a la combinación Resistencia I (fuente propia)

SERVICIO I

$$U = \eta [1.0 \text{ DC} + 1.0 \text{ DW} + 1.0 (\text{LL} + \text{IM})]$$

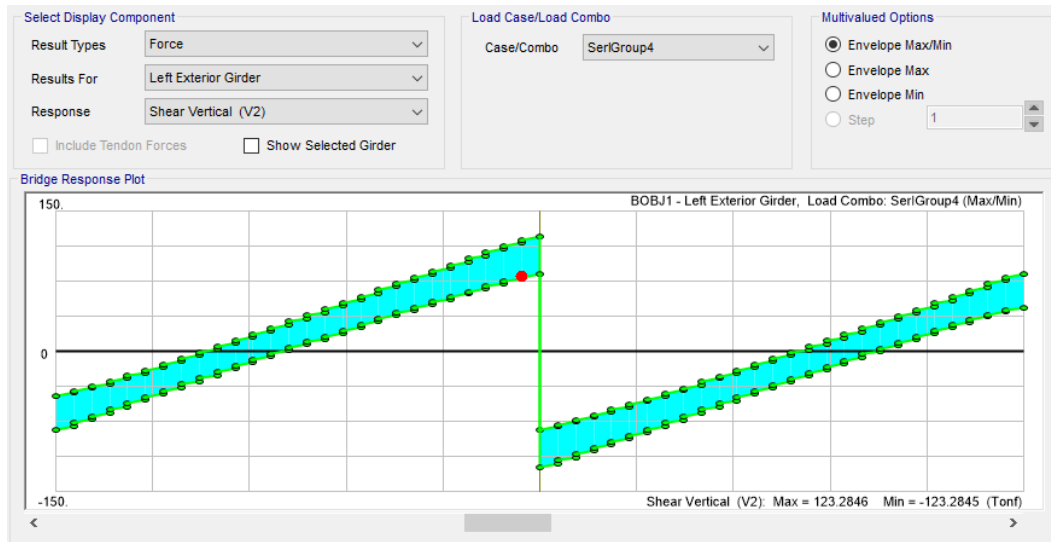


Figura 3.23: Diagrama de esfuerzos cortante debido a la combinación Servicio I (fuente propia)

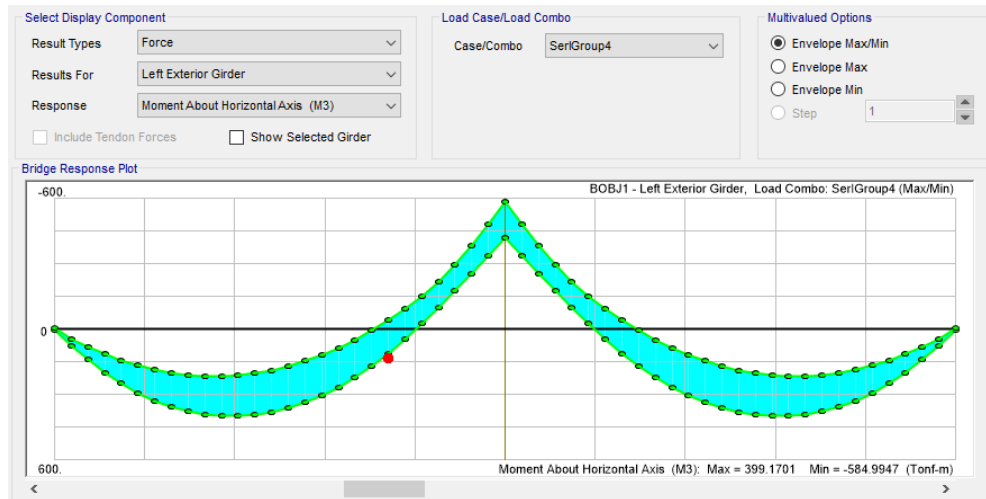


Figura 3.24: Diagrama de momentos flectores debido a la combinación Servicio I.
(fuente propia)

Nota:

La norma recomienda : "si un componente soportara una acera y un carril, se investigará primero solo para la carga viva vehicular con $m = 1.20$ (factor de multipresencia), y segundo caso para las cargas peatonales combinadas con la carga viva vehicular con $m = 1$, eligiéndose el caso el más crítico." (3.6.1.1.2 AASHTO)[7]. Se realizó 2 procedimientos de análisis:

El 1er análisis realizado a mano se incluyó la carga peatonal considerándola en la combinación de carga, pero con un factor de multipresencia de $m=1$. El 2do análisis realizado con CSI BRidge no se ha incluido la carga peatonal, pero se ha considerado un factor de multipresencia vehicular de $m: 1.2$.

En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos por el software los cuales concluimos que tenemos resultados bastantes aceptables con los realizados de forma manual, lo cual concluimos que tenemos un modelo bastante aceptable.

	RESULTADO OBTENIDOS				
	Cálculo Manual		CSIBridge V21		Error Rela.
	t-m	kN.m	t-m	kN.m	
Momento positivo en tramo central	579.83	5688.114	592.45	5811.935	2.18%
Momento negativo en apoyo central	-838.89	-8229.53	-841.31	-8253.25	0.29%
	t	kN	t	kN	
Cortante en estribo	121.51	1191.969	123.88	1215.263	1.95%
Cortante en pilar	-175.62	-1722.83	-179.02	-1756.19	1.94%

Tabla 3.7: Comparación de resultados obtenidos de los cálculos manuales y CSI BridgeV21.
(fuente propia)

Continuando con el estudio patológico, estando en la etapa de revisión del análisis y diseño estructural, se puede visualizar claramente que las acciones encontradas (momentos y cortantes) del análisis estructural según la última Norma de Diseño de Puentes, encontramos valores superiores a los de la memoria de cálculo del expediente técnico. A continuación, realizaremos el diseño en concreto armado de la viga principal donde se presentaron las fisuras para verificar su diseño por flexión y corte, para luego comparar con la armadura propuesta en los planos de estructuras y podremos obtener conclusiones importantes con respecto al todo el procedimiento del estudio patológico. La conclusión alcanzada del estudio nos permitirá buscar la mejor alternativa de intervención estructural.

3.9 Diseño de vigas según (AASHTO). -

Obtenido una vez los esfuerzos en la viga principal y verificados con el programa CsiBridgeV21, procedemos a realizar el diseño de las vigas bajo la normativa vigente y compararla con la viga del proyecto ejecutado.[7]

3.9.1 Diseño a flexión de momento positivo del tramo central ($M_u^+ = 5688.11 \text{ kN.m}$)

Propiedades de los materiales:

$$\phi := 0.9$$

Factor de reducción en flexión

$$f'_c := 28 \text{ MPa}$$

Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

Esfuerzo límite de fluencia del acero de refuerzo

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del concreto armado

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del acero

Propiedades de la sección:

$b := 2600 \text{ mm}$	Ancho de la sección
$h := 1650 \text{ mm}$	Altura de la sección
$d := h - 120 \text{ mm}$	Peralte efectivo tentativo
$d = (1.53 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
$I_g := 0.33486 \text{ m}^4$	Inercia bruta de la seccion transversal
$y_t := 1.0695 \text{ m}$	distancia del centroide a la fibra en tracción

Estado límite de Resistencia – Diseño a rotura:

$M_{u1} := 5688.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento último factorado
$S_{nc} := \frac{I_g}{y_t}$	Modulo de sección no compuesta en fibra extrema traccionada
$S_{nc} = 0.313 \text{ m}^3$	
$f_r := 0.24 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi}$	Esfuerzo maximo del concreto a traccion AASHTO LRFD 5.4.2.6
$f_r = 3.335 \text{ MPa}$	
$f_{cpe} := 0 \text{ ksi}$	Esfuerzo de compresión en el concreto en la fibra extrema a tracción debido a las fuerza de preesfuerzo efectiva
$M_{dnc} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	Momento no factorado por carga permanente que actua en la sección no compuesta
$S_c := S_{nc}$	Módulo de sección compuesta en fibra extrema traccionada
$\gamma_1 := 1.6$	Factor de variabilidad por agrietamiento por flexión
$\gamma_2 := 0$	Factor de variabilidad por preesfuerzo
$\gamma_3 := 0.67$	Factor por límite elastico mínimo especificado a rotura por tracción del refuerzo
$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left(\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe} \right) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right)$	Momento crítico de agrietamiento AASHTO LRFD 5.7.3.3.2
$M_{cr} = 1119.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
$1.33 \cdot M_{u1} = 7565.186 \text{ kN} \cdot \text{m}$	

De acuerdo a la norma AASHTO LRFD 5.7.3.3.2 , Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33 M_u$. [7]

$$M_{u2} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot M_{u1})$$

$$M_{u2} = 1119.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto el momento con el que se diseña sera el mayor de Mu1 y Mu2

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2})$$

$$M_u = 5688.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la Cantidad de Refuerzo Requerida para Resistir el Mu.-

$$K_u := \frac{M_u}{b \cdot d^2} = 0.935 \text{ MPa} \quad \beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left(0.65, 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$m_1 := \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 17.647 \quad \rho_{max} := 0.75 \cdot \left(0.85 \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{87000 \text{ psi}}{87000 \text{ psi} + f_y} \right)$$

$$\rho_{req} := \frac{1}{m_1} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_1 \cdot K_u}{\phi \cdot f_y}} \right) = 0.00253 \quad \rho_{max} = 0.0212$$

$$A_{s_req} := \rho_{req} \cdot b \cdot d = 100.597 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s_req}}{1006 \text{ mm}^2} = 10$$

11 varillas de 1-3/8" donde una varilla de 1-3/8" = 10.06 cm²

Verificamos la distancia del bloque de compresión que no supere el ancho de losa superior:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.47 \text{ cm}$$

Verificación por control de Fisuración:

$$M_s := 3781.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento de Servicio

$$E_c := 15000 \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 24855.964 \text{ MPa}$$

$$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8.046$$

$$n := \text{round}(n_1, 0) = 8$$

$$A_s := 110.66 \text{ cm}^2$$

$$b = 2.6 \text{ m}$$

$$d = 1.55 \text{ m}$$

$$n = 8$$

$$I_{cr} := \text{if } (x1 \leq h_f, I_{cr1}, I_{cr2}) = (1.61 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Momento de Inercia Agrietado

$$x := \text{if } (x1 \leq h_f, x1, x2) = 306.302 \text{ mm}$$

Distancia al eje neutro desde la fibra a compresión

Cálculo de esfuerzo

$$f_s := n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I_{cr}} = 233.669 \text{ MPa}$$

$$f_c := \frac{M_s \cdot x}{I_{cr}} = 7.194 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_s}{f_y} = 0.556$$

$$\frac{f_c}{f'_c} = 0.257$$

Se verifica que la relación entre $f_s/f_y < 0.60$, cumple, por lo tanto podemos apreciar que para el momento calculado, es necesario 11 Varillas de 1 3/8". A continuación, verificaremos el momento resistente según el proyecto la distribución de acero del proyecto.

Armadura provista: 8 \varnothing 1-3/8" (N°11)

$$i := 6$$

Posicion en matriz de varillas

$$nu := 8$$

Numero de varillas

$$esp := 120 \text{ mm}$$

Espaciamiento de varillas

$$area_p := area_i = (1.006 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s := area_p \cdot nu = (8.048 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$d = 1.53 \text{ m}$$

Peralte efectivo definitivo

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 54.624 \text{ mm}$$

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5079.325 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento nominal

$$\phi \cdot M_n = 4571.393 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento resistente según planos proyecto.}$$

$$M_u = 5688.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento solicitado del analisis realizado

Cálculo de Índice de Demanda de capacidad de Flexión.

$$DC := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 1.244$$

La demanda indica que falta un 25% de momento resistente.

3.9.2 Diseño a flexión de momento negativo del apoyo central

Se verifica que existe un diafragma en el apoyo central del puente, por consecuencia el momento de diseño M_u (negativo), será tomado a la cara exterior del diafragma rígido, siendo para una longitud $L=24.80\text{m}$ un M_u : 7940 kN.m. [1]

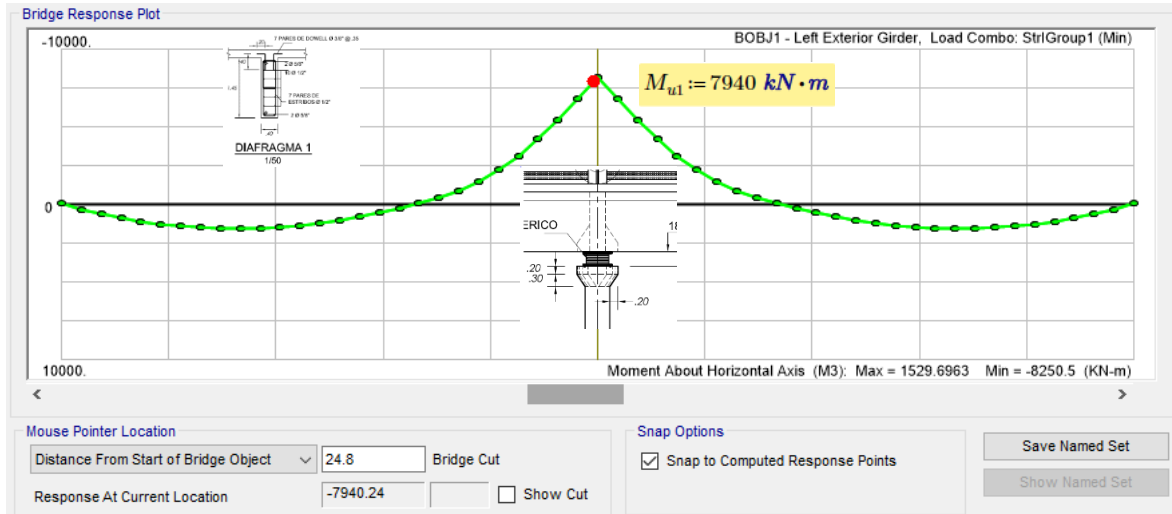


Figura 3.25: Determinación de momento de diseño para L=24.80m.
(fuente propia)

Propiedades de la sección:

$b := 500 \text{ mm}$	Ancho de la sección
$h := 1650 \text{ mm}$	Altura de la sección
$d := h - 170 \text{ mm}$	Peralte efectivo tentativo
$d = (1.48 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
$I_o := 0.3348 \text{ m}^4$	Inercia bruta de la sección transversal
$y_t := 0.5805 \text{ m}$	distancia del centroide a la fibra en tracción

Estado límite de Resistencia – Diseño a rotura:

$M_{u1} := 7940 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento último factorado
$S_{nc} := \frac{I_g}{y_t}$	Módulo de sección no compuesta en fibra extrema traccionada
$S_{nc} = 0.577 \text{ m}^3$	
$f_r := 0.24 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi}$	Esfuerzo máximo del concreto a tracción AASHTO LRFD 5.4.2.6

$$f_r = 3.335 \text{ MPa}$$

$$f_{cpe} := 0 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de compresión en el concreto en la fibra extrema a tracción debido a las fuerza de preesfuerzo efectiva

$$M_{dnc} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento no factorado por carga permanente que actúa en la sección no compuesta

$$S_c := S_{nc}$$

Modulo de sección compuesta en fibra extrema traccionada

$$\gamma_1 := 1.6$$

Factor de variabilidad por agrietamiento por flexión

$$\gamma_2 := 0$$

Factor de variabilidad por preesfuerzo

$$\gamma_3 := 0.67$$

Factor por límite elástico mínimo especificado a rotura por tracción del refuerzo

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right) \quad \text{Momento crítico de agrietamiento AASTHO LRFD 5.7.3.3.2}$$

$$M_{cr} = 2061.711 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$1.33 \cdot M_{u1} = 10560.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De acuerdo a la norma AASTHO LRFD 5.7.3.3.2 , Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33 M_{u1}$.

$$M_{u2} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot M_{u1})$$

$$M_{u2} = 2061.711 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto el momento con el que se diseña será el mayor de M_{u1} y M_{u2}

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2})$$

$$M_u = 7940 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la cantidad de refuerzo requerida para resistir el MU.-

$$K_u := \frac{M_u}{b \cdot d^2} = 7.25 \text{ MPa} \quad \beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left(0.65, 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$m_1 := \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 17.647 \quad \rho_{max} := 0.75 \cdot \left(0.85 \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{87000 \text{ psi}}{87000 \text{ psi} + f_y} \right)$$

$$\rho_{req} := \frac{1}{m_1} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_1 \cdot K_u}{\phi \cdot f_y}} \right) = 0.02446 \quad \rho_{max} = 0.0212$$

$$A_{s_req} := \rho_{req} \cdot b \cdot d = 180.984 \text{ cm}^2$$

Se observa que tenemos una cuantía (0.02446) mayor al de la cuantía máxima permisible (0.0212), por tal motivo se propone aumentar sección de compresión a un metro.

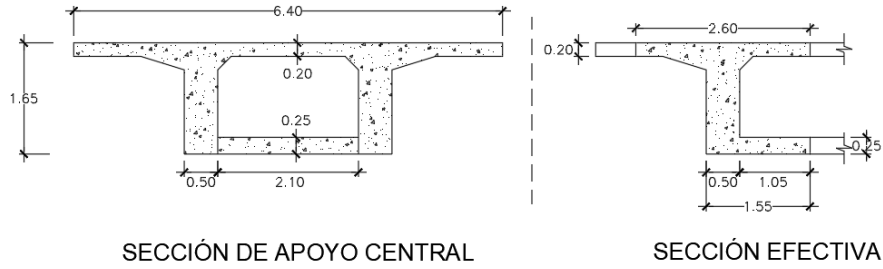


Figura 3.26: Propuesta de ensanchamiento de sección.
(fuente propia)

Se tiene que para una distancia L: 24.00m tenemos un momento negativo: 6710.kN.m como se muestra en la siguiente figura:

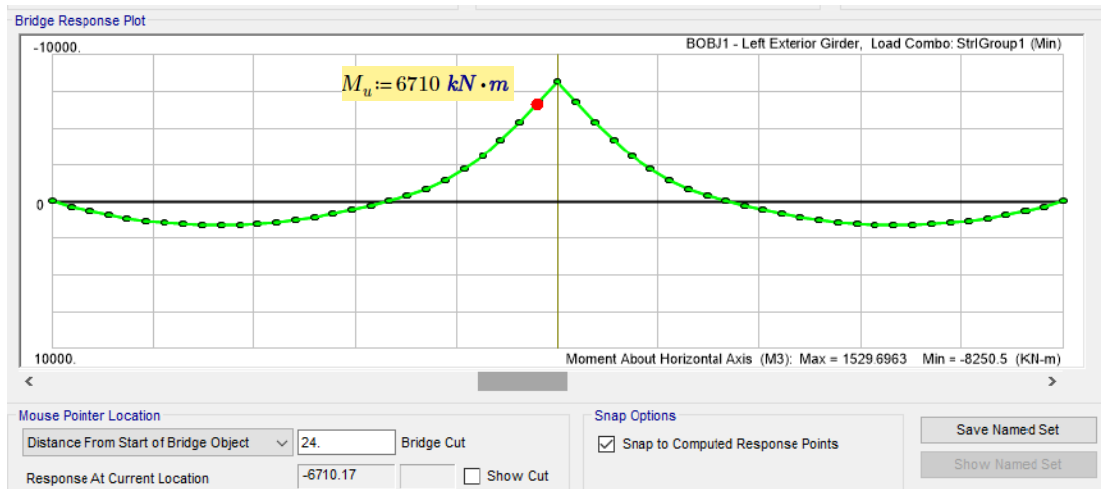


Figura 3.27: Determinación de momento de diseño para L=24.00m.
(fuente propia)

Verificamos que para el momento de 6710 kN.m la sección (no modificada), cumpla con la cuantía máxima permisible:

$$K_u := \frac{M_u}{b \cdot d^2} = 6.127 \text{ MPa} \quad \beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left(0.65, 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$m_1 := \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 17.647 \quad \rho_{max} := 0.75 \cdot \left(0.85 \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{87000 \text{ psi}}{87000 \text{ psi} + f_y} \right)$$

$$\rho_{req} := \frac{1}{m_1} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_1 \cdot K_u}{\phi \cdot f_y}} \right) = 0.0196 \quad \rho_{max} = 0.0212$$

La cuantía (0.0196) es menor a la máxima permisible (0.0212), por lo tanto, verifica. Esto garantiza que nuestra idealización a un metro del eje central es correcto. A continuación calculamos el acero longitudinal para la nueva sección propuesta.

Propiedades de la sección:

$$b := 1550 \text{ mm}$$

Ancho de la sección

$$h := 1650 \text{ mm}$$

Altura de la sección

$$d := h - 170 \text{ mm}$$

Peralte efectivo tentativo

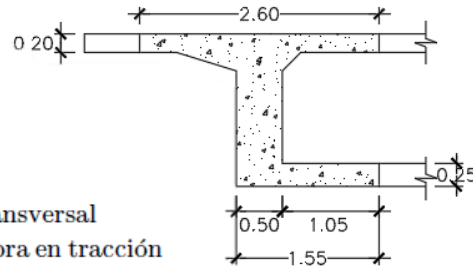
$$d = (1.48 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$I_a := 0.5296 \text{ m}^4$$

Inercia bruta de la sección transversal

$$y_t := 0.745 \text{ m}$$

distancia del centroide a la fibra en tracción



Estado límite de Resistencia – Diseño a rotura:

$$M_{u1} := 7940 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento último factorado

$$S_{nc} := \frac{I_g}{y_t}$$

Módulo de sección no compuesta en fibra extrema traccionada

$$S_{nc} = 0.711 \text{ m}^3$$

$$f_r := 0.24 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi}$$

Esfuerzo máximo del concreto a tracción
AASHTO LRFD 5.4.2.6

$$f_r = 3.335 \text{ MPa}$$

$$f_{cpe} := 0 \text{ ksi}$$

Esfuerzo de compresión en el concreto en la fibra extrema a tracción debido a las fuerza de preesfuerzo efectiva

$$M_{dnc} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento no factorado por carga permanente que actúa en la sección no compuesta

$$S_c := S_{nc}$$

Modulo de sección compuesta en fibra extrema traccionada

$$\gamma_1 := 1.6$$

Factor de variabilidad por agrietamiento por flexión

$$\gamma_2 := 0$$

Factor de variabilidad por preesfuerzo

$$\gamma_3 := 0.67$$

Factor por límite elástico mínimo especificado a rotura por tracción del refuerzo

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left(\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe} \right) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right)$$

Momento crítico de agrietamiento
AASHTO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{cr} = 2541.185 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$1.33 \cdot M_{u1} = 10560.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De acuerdo a la norma AASTHO LRFD 5.7.3.3.2, Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33 M_u$.

$$M_{u2} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot M_{u1})$$

$$M_{u2} = 2541.185 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto, el momento con el que se diseña sera el mayor de M_{u1} y M_{u2}

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2})$$

$$M_u = 7940 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la Cantidad de Refuerzo Requerida para Resistir el M_u .-

$$K_u := \frac{M_u}{b \cdot d^2} = 2.339 \text{ MPa} \quad \beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left(0.65, 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$m_1 := \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 17.647 \quad \rho_{max} := 0.75 \cdot \left(0.85 \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{87000 \text{ psi}}{87000 \text{ psi} + f_y} \right)$$

$$\rho_{req} := \frac{1}{m_1} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_1 \cdot K_u}{\phi \cdot f_y}} \right) = 0.00657 \quad \rho_{max} = 0.0212$$

$$A_{s_req} := \rho_{req} \cdot b \cdot d = 150.658 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s_req}}{1006 \text{ mm}^2} = 14.976$$

18 varillas de 1-3/8" donde una varilla de 1-3/8" = 10.06 cm²

Verificamos la distancia del bloque de compresión que no supere el ancho de losa inferior:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 20.49 \text{ cm}$$

Verificación por control de Fisuración:

$$M_s := 5520 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento de Servicio

$$E_c = 15000 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{kgf/cm}^2}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 24855.964 \text{ MPa}$$

$$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8.046$$

$$n := \text{round}(n_1, 0) = 8$$

$$A_s := 181.08 \text{ cm}^2$$

$$b = 1.55 \text{ m}$$

$$d = 1.48 \text{ m}$$

$$n = 8$$

$$I_{cr} := \text{if}(x1 \leq h_f, I_{cr1}, I_{cr2}) = (2.006 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Momento de Inercia Agrietado

$$x := \text{if}(x1 \leq h_f, x1, x2) = 441.858 \text{ mm}$$

Distancia al eje neutro desde la fibra a compresión

$$f_s := n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I_{cr}} = 228.56 \text{ MPa}$$

$$f_c := \frac{M_s \cdot x}{I_{cr}} = 12.16 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_s}{f_y} = 0.544$$

$$\frac{f_c}{f'_c} = 0.434$$

Se verifica que la relación entre $f_s/f_y < 0.60$, por lo tanto, podemos apreciar que, para el momento calculado, es necesario 18 Varillas de 1 3/8".

A continuación, verificaremos el momento resistente según el proyecto la distribución de acero del proyecto.

Distribucion de acero del proyecto:

Armadura provista: $10\varphi 1-3/8''(\text{N}^\circ 11) + 2\varphi 1''(\text{N}^\circ 8)$

$$i := 6$$

Posicion en matriz de varillas

$$esp := 120 \text{ mm}$$

Espaciamiento de varillas

$$A_s := 10 \cdot area_6 + 2 \cdot area_5 = 110.8 \text{ cm}^2$$

$$d = 1.48 \text{ m}$$

Peralte efectivo definitivo

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 391.059 \text{ mm}$$

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = (5.977 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento nominal

$$\phi \cdot M_n = 5379.671 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento Resistente de la Sección del Plano

$$M_u = 7940 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento Solicitado del analisis

5.4.2.6. – Cálculo del Indice de Demanda. –

$$DC := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 1.476$$

Indice Demanda – Capacidad (Flexión)

La demanda indica que falta un 47% de momento resistente

3.9.3 Diseño a cortante en el estribo ($V_u = 1191.97 \text{ kN}$)

Demandas Actuantes:

$V_u := 1191.97 \text{ kN}$	Fuerza Cortante	$\phi_v := 0.90$
$M_u := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento Flector	$\phi_f := 0.90$
$N_u := 0 \text{ kN}$	Fuerza Axial (positivo si es tensión)	$\phi_c := 0.75$

Propiedades de los materiales:

$f'_c := 28 \text{ MPa}$	Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días
$f_y := 420 \text{ MPa}$	Esfuerzo límite de fluencia del acero de refuerzo
$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

Propiedades de la sección:

$h := 1650 \text{ mm}$	Altura de Sección
$b := 500 \text{ mm}$	Ancho en compresion de la sección
$b_v := 500 \text{ mm}$	Ancho efectivo que resiste el corte
$d_s := 1530 \text{ mm}$	Distancia fibra en compresión a centroide de aceros
$A_s := 5038 \text{ mm}^2$	Area de acero longitudinal
$A_v := 2 \cdot 127 \text{ mm}^2$	Area de acero transversal estribo de 1/2" dos ramales
$s := 450 \text{ mm}$	Separación entre aceros transversales
$A_{ct} := 0 \text{ cm}^2$	Area de concreto en el lado de tracción por flexión (Si se necesita)

Verificación de estado límite de resistencia:

$$E_c := 15000 \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (2.486 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 177.812 \text{ mm}$$

$$d_e := d_s$$

$$d_v := \max\left(d_e - \frac{a}{2}, 0.9 d_e, 0.72 h\right) = (1.441 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Mu no se deberá de ser menor que al producto de $V_u \cdot d_v$ (5.8.3.4.2-1 AASHTO)

$$M_{u1} := \max(|M_u|, |V_u| \cdot d_v)$$

$$M_{u1} = 1717.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\frac{M_{u1}}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u|}{E_s \cdot A_s} = 2.366 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta := \frac{4.8}{1 + 750 \varepsilon_s} = 1.73$$

$$\theta := 29 + 3500 \varepsilon_s = 37.28$$

$$V_c := 0.53 \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot b_v \cdot d_s = 671.857 \text{ kN} \quad \text{Segun ACI-318 (Edificaciones)}$$

$$V_c := 0.0316 \beta \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b_v \cdot d_v = 547.33 \text{ kN} \quad \text{Según Norma de Puentes}$$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{s} = 448.772 \text{ kN}$$

$$V_c + V_s = 996.102 \text{ kN}$$

$$0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 5043.829 \text{ kN}$$

$$V_n := \min(V_c + V_s, 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v)$$

$$\phi_v \cdot V_n = 896.491 \text{ kN} \quad \text{Cortante último segun el proyecto— detalle de planos}$$

$$V_u = 1191.97 \text{ kN} \quad \text{Cortante último según el análisis}$$

Índice de demanda:

$$DC := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 1.348$$

Se puede apreciar claramente que existe un déficit de un 35% por lo que concluimos que existe una longitud excedente de espaciamiento de estribaje.

Verificación de refuerzo longitudinal:

$$F_{Long_prov} := A_s \cdot f_y \quad F_{Long_prov} = 2115.96 \text{ kN}$$

$$F_{Long_req} := \frac{|M_u|}{d_v \cdot \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{|V_u|}{\phi_v} - 0.5 V_s \right) \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right) \quad F_{Long_req} = 1444.991 \text{ kN}$$

$$Verificacion_Ref_Long := \text{if}(F_{Long_req} < F_{Long_prov}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"})$$

$$Verificacion_Ref_Long = \text{"OK"}$$

3.9.4 Diseño a cortante en el pilar ($V_u = 1667.13 \text{ kN}$)

Demandas Actuantes:

$V_u := 1667.13 \text{ kN}$	Fuerza Cortante	$\phi_v := 0.90$
$M_u := 7940 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento Flector	$\phi_f := 0.90$
$N_u := 0 \text{ kN}$	Fuerza Axial (positivo si es tensión)	$\phi_c := 0.75$

Propiedades de los materiales:

$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo límite de fluencia del acero de refuerzo
$E_s := 29000 \text{ ksi}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

Propiedades de la sección:

$h := 1650 \text{ mm}$	Altura de Sección
$b := 500 \text{ mm}$	Ancho en compresión de la sección
$b_v := 500 \text{ mm}$	Ancho efectivo que resiste el corte
$d_s := 1480 \text{ mm}$	Distancia fibra en compresión a centroide de aceros
$A_s := 11080 \text{ mm}^2$	Area de acero longitudinal
$A_v := 2 \cdot 129 \text{ mm}^2$	Area de acero transversal estribo de 1/2" dos ramales
$s := 275 \text{ mm}$	Separación entre aceros transversales
$A_{ct} := 0 \text{ in}^2$	Area de concreto en el lado de tracción por flexión (Si se necesita)

Verificación de estado límite de resistencia:

$$E_c := 15000 \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 24855.964 \text{ MPa}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 391.059 \text{ mm}$$

$$d_e := d_s$$

$$d_v := \max\left(d_e - \frac{a}{2}, 0.9 d_e, 0.72 h\right) = (1.332 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Mu no se deberá de ser menor que al producto de $V_u \cdot d_v$ (5.8.3.4.2-1 AASHTO)

$$M_{u1} := \max(|M_u|, |V_u| \cdot d_v)$$

$$M_{u1} = 7940 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\frac{M_{u1}}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u|}{E_s \cdot A_s} = 3.442 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta := \frac{4.8}{1 + 750 \varepsilon_s} = 1.34$$

$$\theta := 29 + 3500 \varepsilon_s = 41.048$$

$$V_c := 0.53 \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot b_v \cdot d_s = 649.901 \text{ kN} \quad \text{Segun ACI-318 (Edificaciones)}$$

$$V_c := 0.0316 \beta \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b_v \cdot d_v = 391.878 \text{ kN} \quad \text{Norma Puentes}$$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{s} = 602.758 \text{ kN}$$

$$V_c + V_s = 994.636 \text{ kN}$$

$$0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 4662 \text{ kN}$$

$$V_n := \min(V_c + V_s, 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v)$$

$$\phi_v \cdot V_n = 895.172 \text{ kN}$$

$$V_u = 1667.13 \text{ kN}$$

Cortante último según el proyecto detalle de planos

Cortante último según el analisis

Índice de demanda:

$$DC := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 1.862$$

Se puede apreciar claramente que existe un déficit de un 86% por lo que concluimos que existe una longitud excedente de espaciamiento de estribaje.

Verificación de refuerzo longitudinal:

$$F_{Long_prov} := A_s \cdot f_y \quad F_{Long_prov} = 4653.6 \text{ kN}$$

$$F_{Long_req} := \frac{|M_u|}{d_v \cdot \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{|V_u|}{\phi_v} - 0.5 V_s \right) \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right) \quad F_{Long_req} = 8404.483 \text{ kN}$$

$$Verificacion_Ref_Long := \text{if}(F_{Long_req} < F_{Long_prov}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"})$$

$$Verificacion_Ref_Long = \text{"Revisar"}$$

3.10 Conclusiones y recomendaciones del estudio patológico.-

Según el estudio patológico de la estructura, estamos en la etapa final verificando el análisis y diseño de la superestructura donde claramente concluimos:

1. Si bien es cierto que en la memoria de cálculo indica utilizar para análisis y diseño la Norma Peruana de Puentes aprobada el año 2003 además de la Norma AASTHO-LRFD 2004, en comparación con el Manual de Puentes aprobado por la Norma Peruana 2018 utilizada en el desarrollo de la tesis, no existen serias variaciones. Por lo tanto, los resultados del análisis no pueden variar significativamente.
2. Se concluye que las fisuras presentadas en las vigas principales son del tipo micro fisuras que presentan repercusiones estructurales de importancia además de exponer el acero a la intemperie (problemas de durabilidad a largo plazo).
3. Se pudo verificar que los esfuerzos encontrados en las vigas principales son superiores a los del proyecto; existe un déficit en los momentos flectores superior al 25% para los tramos centrales y un 47% en el apoyo central. Esto puede ser debido a errores de interpretación de las cargas, error en la introducción de datos en el software, mala idealización del esquema estructural, etc..Así mismo, se pudo verificar también que para los esfuerzos cortantes existe un déficit del 35% para los apoyos extremos (estribos) y de un 85 % para el apoyo central (pilar). Por lo tanto, concluimos que existió errores en el análisis y diseño estructural en la elaboración del expediente técnico.
4. A continuación, se presentan las gráficas comparativas de las acciones solicitadas según el análisis estructural de acuerdo a la última Norma 2018, comparando con las acciones resistentes según los planos de estructuras obtenidos del expediente técnico.

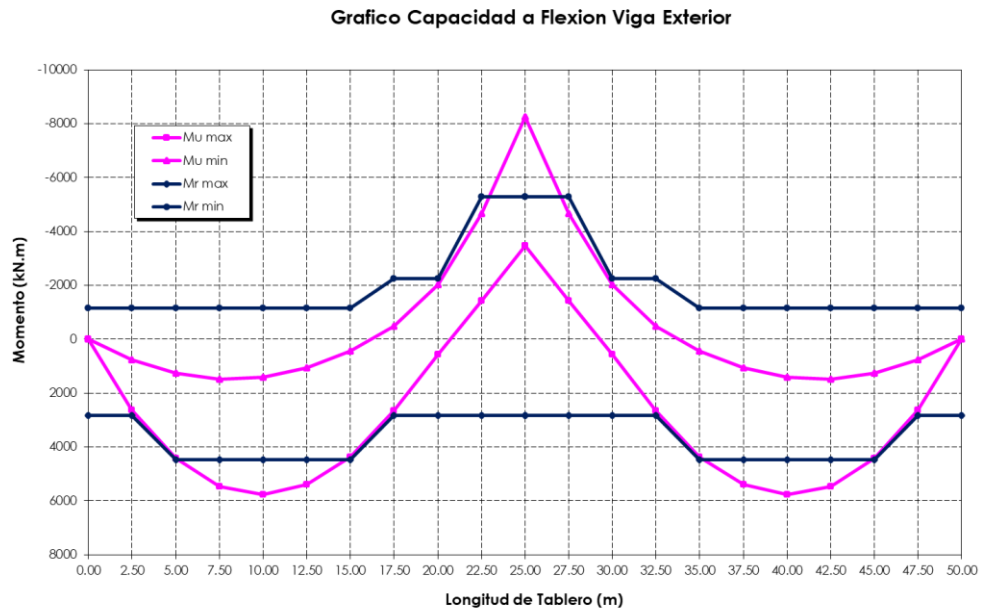


Figura 3.28: Diagrama de momentos flectores de diseño vs resistentes.

(fuente propia)

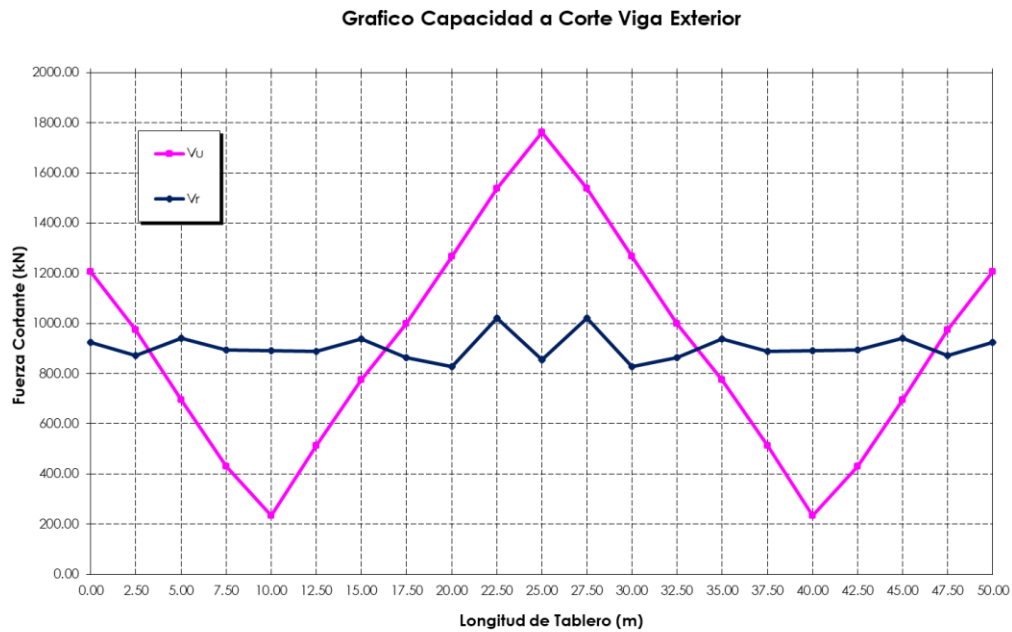


Figura 3.29: Diagrama de esfuerzos cortantes de diseño vs resistentes.

(fuente propia)

5. De acuerdo al estudio patológico desarrollado en la investigación, concluimos que las causas de la aparición prematura de las fisuras en las vigas principales del puente, es el mal análisis y por consecuencia el diseño de la superestructura, Determinar exactamente el error cometido es incierto pudiendo haber existido errores de interpretación de cargas, error en el uso del software, mala idealización de esquema estructural, etc. Por tales motivos es recomendable emplear una hoja de cálculo propia y poder verificar los cálculos realizados por el software.

Se recomienda:

1. La intervención estructural para obtener la capacidad de soportar los esfuerzos calculados, tanto a flexión como a cortante. Una solución rápida, económica y efectiva aplicada en otros países es la utilización de la fibra de carbono para reforzamiento estructural, la cual se desarrollará ampliamente en el siguiente capítulo de la presente tesis; en base a la Norma ACI 440.2R-17 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems For Strengthening Concrete Structures.
2. Adicionar una losa de concreto armado de ancho de 25 cm para poder soportar la capacidad de compresión generada por los momentos negativos ubicado en el apoyo central (pilar) de una longitud de 1.00 m medido desde el eje del diafragma central. El sellado de las fisuras para prevenir problemas de corrosión, se pueden inyectar fisuras con un ancho mínimo de 0.15 mm (ancho de un cabello humano), y con un ancho máximo de 6 mm aproximadamente para el caso de resinas epóxicas, acrílicas inyectadas a presión.

Capítulo 4

Técnicas de reforzamiento

4.1 Introducción. -

Uno de los retos en el reforzamiento de las estructuras de concreto armado es la selección de un método de refuerzo que mejore la resistencia y la capacidad de servicio de la estructura a la vez que haga frente a limitaciones tales como la factibilidad de construcción y el presupuesto.

El presente capítulo pretende ilustrar las técnicas de reforzamiento típicos de estructuras de concreto armado y proporcionar una guía para la elección de la mejor técnica en nuestro caso concreto. . Se presentan técnicas de refuerzo, tales como la ampliación de sección, sistemas externamente unidos y sistemas de post-tensado externos. [10]

Se discutirán: Consideraciones de ingeniería, métodos y materiales, beneficios y limitaciones.

El reforzamiento estructural puede ser necesario debido a muchas situaciones diferentes.

- Resistencia adicional puede ser necesaria para permitir cargas más altas para ser soportada por la estructura. Esto a menudo es necesario cuando se determina cambios de uso en la estructura para una capacidad de carga superior.
- Los reforzamientos pueden ser necesarios para permitir que la estructura pueda resistir las cargas que no fueron anticipadas en el diseño original. Esto se puede encontrar cuando se requiere refuerzo estructural para las cargas resultantes de las fuerzas del viento y sísmicas o para mejorar la resistencia a las cargas de impacto.

- Resistencia adicional puede ser necesaria debido a una deficiencia en la capacidad de la estructura para soportar las cargas de diseño originales. Tales deficiencias pueden ser el resultado de deterioro (por ejemplo, la corrosión del acero de refuerzo y la pérdida de sección de hormigón), daño estructural (por ejemplo, impacto de vehículos, desgaste excesivo, carga excesiva, y fuego), o errores en el diseño o construcción original (por ejemplo, insuficiencia acero de refuerzo en el proceso de construcción o insuficiente resistencia del hormigón). Al tratar con tales circunstancias, cada proyecto tiene su propio conjunto de restricciones y exigencias. Ya sea frente a restricciones de espacio, las restricciones de factibilidad de construcción, las demandas de durabilidad, o cualquier número de otras cuestiones, cada proyecto requiere una gran dosis de creatividad para llegar a la mejor solución de refuerzo estructural.

4.2 Criterios de selección. -

La selección del método más adecuado para el reforzamiento estructural requiere un cuidadoso análisis de criterios de ingeniería; como generales tenemos los siguientes:

1. Magnitud del aumento de la fuerza resistente.
2. Efecto de las variaciones en la rigidez del elemento.
3. Tamaño del proyecto (métodos que implican materiales y métodos especiales pueden ser menos rentable en pequeños proyectos).
4. Las condiciones ambientales (métodos que utilizan adhesivos podrían no ser adecuado para aplicaciones en entornos de alta temperatura, métodos de acero externos pueden no ser adecuados en ambientes corrosivos).
5. La resistencia del concreto y sistema externamente unido (la eficacia de los métodos que dependen de la unión con el hormigón existente puede ser significativamente limitado por la baja resistencia del hormigón)

6. Restricciones dimensionales (sección de la ampliación podrían estar limitadas por el grado en que la ampliación puede invadir espacios importantes).
7. Accesibilidad.
8. Restricciones operativas (métodos que requieren tiempo de construcción más largo podrían ser menos deseable para aplicaciones en las que el reforzamiento debe ser finalizado durante la construcción).
9. La disponibilidad de materiales, equipos, y contratistas calificados.
10. Los costos de construcción, costos de mantenimiento y los costes del ciclo de vida.

4.3 Técnica N°1: Ampliación de sección. -

La ampliación de sección es una de las técnicas reforzamiento más antiguos conocidos por la industria de la construcción de hormigón. La ampliación es la colocación adicional de concreto en un elemento estructural ya existente. El concreto adicional puede ser de concreto “estructural” reforzado con barra de acero, malla de alambre, o hebras de pos tensado y diseñado para aumentar la capacidad de carga de un elemento estructural. También se puede considerar el concreto “protector” que se utiliza para mejorar la resistencia al fuego de los elementos estructurales y protegerlos de daños mecánicos y ambientales. Usando este método, columnas, vigas, losas, y las paredes se pueden ampliar para agregar capacidad de carga o aumentar la rigidez. En todos los casos, el diseñador debe incluir el peso del concreto armado adicional en las cargas de diseño. Por ejemplo, un recubrimiento de hormigón unidos en la parte superior de una losa existente puede aumentar la capacidad estructural de la losa, sin embargo, se sumará a la carga muerta de la losa.[2]

4.3.1 Consideraciones de ingeniería

- Lograr la correcta acción compuesta entre el miembro existente y la ampliación
- Compensación de aumento de carga muerta
- Análisis para el aumento de la rigidez del miembro reforzado ya que puede alterar la distribución de la carga en toda la estructura. El análisis detallado del sistema

estructural afectado puede ser necesario para comprobar el estado de tensión en otros miembros.

- Para las columnas, el diseño de la ampliación debe tener en cuenta los efectos de la excentricidad de carga axial sobre el estado de tensión final y el comportamiento de la columna.

4.3.2 Métodos y materiales

La técnica de ampliación de sección se utiliza para aumentar la resistencia a flexión, corte, torsión, o la capacidad axial o una combinación de los mismos en un elemento estructural. También puede ser adecuado para mejorar la ductilidad o la limitación de deformaciones. Para vigas, la sección de ampliación se puede lograr en un lado o múltiples lados del miembro. Para losas, la ampliación puede conseguirse en la parte superior de la losa en forma de una superposición o en la parte inferior de la losa en forma de una capa inferior. Para las columnas, dependiendo del tipo y la extensión de la deficiencia, la sección de ampliación se puede conseguir en una o más lados de la sección y la ampliación se puede conseguir en toda la altura de la columna o extenderse a una cierta distancia desde la parte superior o soportes inferiores.[2]

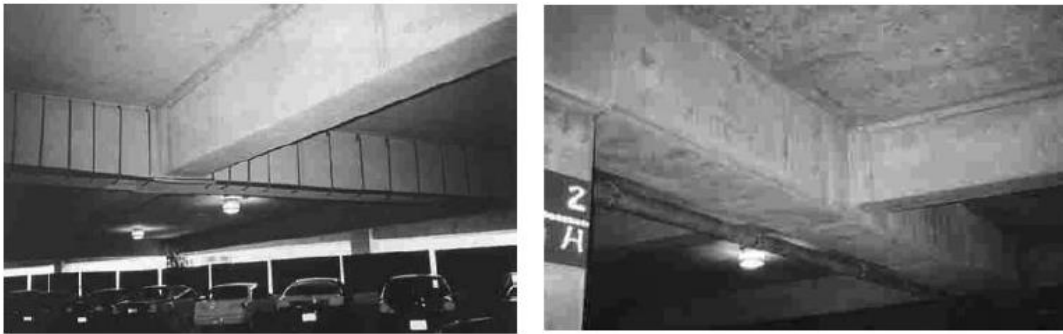


Figura 4.1: Refuerzo adicional de viga por medio de la técnica de ampliación de sección.[10]

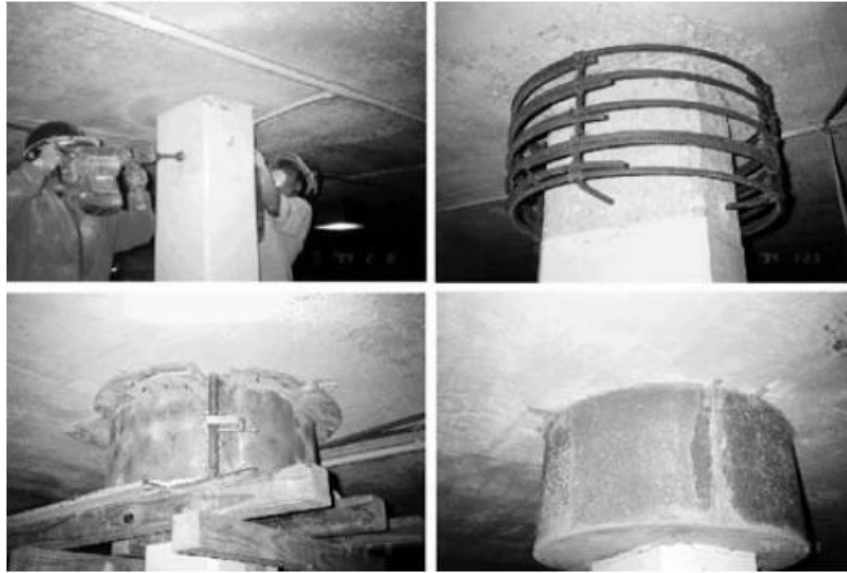


Figura 4.2: Ampliación de columna para punzonamiento adicional.[10]

La selección de materiales debe basarse en criterios de constructibilidad, el tamaño de la ampliación, método de colocación, la compatibilidad con el hormigón existente, el comportamiento dimensional (contracción, expansión térmica, módulo de elasticidad, y fluencia), propiedades mecánicas (tracción, flexión, y resistencia a la compresión) y durabilidad. En aplicaciones de compresión, el módulo de elasticidad del nuevo material de reforzamiento debe ser similar al del concreto existente para asegurar que el material añadido transmita de forma proporcional la carga de compresión, ya que se añade a la estructura. Por ejemplo, si el módulo de elasticidad del nuevo concreto es significativamente más alta que la del hormigón existente, la ampliación soportará una porción más grande de carga.

4.3.3 Ventajas y desventajas

Ventajas: La técnica de ampliación de sección es relativamente fácil y puede ser económica. Puede ser utilizado para aumentar la capacidad resistente a flexión, capacidad de carga de corte, torsión y axial de los miembros existentes. También se puede usar para aumentar la rigidez o para mejorar la ductilidad. Este método proporciona considerable flexibilidad para aplicaciones que requieren un aumento sustancial de la capacidad, limitaciones de capacidad servicio (deflexión y ancho de la grieta), resistencia al fuego. Los principios y el diseño de

materiales utilizados en la construcción son bien conocidos por el contratista y el ingeniero. Debido a la resistencia al fuego estructural, el elemento ampliado puede lograr una nueva capacidad sustancial de carga y ser considerado un sistema de fortalecimiento primario ante esta eventualidad.[4]

Desventajas: Las desventajas de esta técnica incluyen la pérdida de espacio, el peso adicional de la nueva sección de concreto, y posible costo más alto debido al extenso nivel de preparación de la superficie, instalación del acero y las técnicas de colocación de concreto. Por lo tanto, la sección de ampliación puede requerir tiempo de instalación, más tiempo que otros métodos de reforzamiento. La corrosión de acero de refuerzo incrustado se debe de tener en cuenta especialmente en ambientes hostiles. Este problema puede ser minimizado, proporcionando un recubrimiento adecuado de hormigón, los sistemas de protección contra la corrosión (revestimientos y aditivos), o refuerzo que es menos propenso a la corrosión.[6]

4.4 Técnica N°2: Sistemas externamente unidos. (encamisados) -

La técnica de refuerzo de unión externa que consiste en acero estructural, acero inoxidable, materiales compuestos avanzados, y otros materiales sobre el concreto se ha utilizado con éxito durante muchos años por la industria de la construcción. Estos sistemas unidos pueden aumentar la resistencia del hormigón, especialmente en flexión, corte, y aplicaciones de confinamiento; proporcionando armadura de tracción adicional que comparte la carga con el refuerzo existente (interno). Dependiendo de la aplicación y la elección de sistemas de materiales, unidos externamente puede cambiar la resistencia, rigidez, y/o ductilidad de la estructura.[11]

Históricamente, las placas de acero fueron los materiales de elección para el refuerzo externo debido a su resistencia, rigidez, la disponibilidad y coste relativamente bajo. El comportamiento compuesto se consigue típicamente mediante la unión de las placas con una resina epoxi y/o el uso de anclajes mecánicos. La resina epóxica utilizada en estas

aplicaciones es una pasta de consistencia espesa o como un líquido inyectado a presión. Dependiendo de los requisitos estructurales y ambientales, los pernos de anclaje se pueden utilizar para complementar el enlace proporcionado por el epóxico para mejorar la capacidad de corte de transferencia horizontal y mantener las placas pesados en su lugar hasta que se cure la resina epóxica.

Más recientemente, se utilizan materiales compuestos como material de encamisado. . Su alta relación resistencia/peso los hace ideales para muchas aplicaciones de reforzamiento estructural. Además, su naturaleza no corrosiva hace que el costo de mantenimiento y largo plazo de los FRP sea rentable para los propietarios de edificios y atractivo para su aplicación para los ingenieros y arquitectos. Carbono FRP (CFRP), FRP aramida (AFRP), y vidrio FRP (GFRP) son los más utilizados para el refuerzo externo de estructuras de concreto armado.[11][13]

4.4.1 Consideraciones de ingeniería

- Todos los criterios de selección de diseño presentados en la sección 4.2, debe considerarse en el diseño de adhesión externa. .
- El FRP no debe estar diseñado para resistir las fuerzas de compresión.
- Algunas consideraciones de ingeniería para la unión de placa de acero, es el espesor de la línea de unión epóxica, la resistencia al fuego del sistema, y las concentraciones de esfuerzos, especialmente en los puntos de terminación. Aunque los proyectos pueden variar con respecto a su idoneidad y la complejidad, es posible lograr una sobre resistencia de hasta aproximadamente 60%. [12]
- Las resinas de unión son típicamente propensos a la degradación a temperaturas elevadas y empiezan a ablandarse a una temperatura crítica conocida como la temperatura de transición vítrea. El diseñador debe garantizar que la temperatura de exposición ambiental sea inferior a la temperatura de transición vítrea de la resina epóxica. Cuando esto no es factible, anclajes mecánicos deben ser usados además de

la resina epoxi. Este último es más adecuado para placas de acero y pueden no ser aplicados para materiales compuestos de FRP.

4.4.2 Métodos y materiales

Miles de proyectos en todo el mundo se han fortalecido con éxito con sistemas de adhesión externa. La práctica de la unión placa de acero fue primero realizado en Francia y Sudáfrica a finales de los años 1960 y 1970 (los primeros Raithby 1980). Materiales compuestos avanzados se han instalado en el mercado desde finales de 1980, primero en Japón y Suiza, y más tarde en los Estados Unidos como parte del programa sísmica Caltrans para pilares de puentes. Con la introducción de los informes sobre el estado de la técnica y directrices de diseño y construcción de ACI [ACI 440R y ACI 440.2R], los ingenieros ahora pueden basar sus diseños en un recurso que se ha desarrollado después de años de laboratorio y experiencias reales.[10]

placas de acero / Jackets: Las placas de acero se han utilizado con éxito para el refuerzo de las aplicaciones desde finales de 1960. Para el reforzamiento a flexión y corte, las placas se unen típicamente sobre el sustrato de hormigón o mampostería con una resina epóxica y también atornilladas, ya sea con un anclaje mecánico o adhesivo. Las placas se pueden unir con una resina epóxica ya sea una pasta o un material con una consistencia de baja viscosidad.



Figura 4.3: Unión placa de acero.[10]

Las telas FRP: Tejidos compuestos son un método eficaz para proporcionar refuerzo por corte, confinamiento, o fuerza flexión para estructuras de concreto armado y mampostería. Los FRP más utilizados en la industria de la construcción son carbono, E-vidrio y fibras de aramida. En todos los casos, se utilizan en conjunto a resinas adhesivas, típicamente epóxicas. Las telas de FRP tienen alta resistencia y bajo módulo de deformación, sin embargo, son muy ligeros y muy flexibles. Como tales, pueden ajustarse a la mayoría de los tamaños y geometría que se encuentran en el campo. De acuerdo al tamaño y la complejidad del proyecto, por lo general se dictará el método de instalación. La preparación de la superficie es muy crítica para aplicaciones de FRP, todas las superficies a reforzar con FRP deben estar limpias, secas y libres de contaminantes. La superficie de concreto debe estar en buenas condiciones y todos los problemas relacionados con la corrosión deben ser abordado adecuadamente antes de la aplicación de FRP.[12]



Figura 4.4: Instalación de sistema FRP tipo tela en losa.[10]

FRP placas: Tiras o placas compuestas, más comúnmente de fibra de carbono, se han utilizado para reforzar estructuras de concreto armado y mampostería desde principios de 1990. Las placas se fabrican mediante el procedimiento de pultrusión y se puede hacer en diferentes anchuras, grosor, formas; dependiendo del equipo y materias primas utilizadas. Debido a que las placas de pultrusión son más gruesas y más rígidas que las telas de FRP, se limitan generalmente a reforzar miembros planos, tales como vigas o losas para refuerzos

a flexión, así como elementos estrechos tales como viguetas. Los miembros pueden fortalecerse para momento positivo (por lo general en la parte inferior) o momento negativo (por lo general en la parte superior).[13]

Las placas de pultrusión se fabrican bajo condiciones controladas de modo que las propiedades físicas son generalmente más predecibles. Un adhesivo epóxico se utiliza generalmente para la unión de las placas de FRP sobre el sustrato. Puesto que el FRP es tan ligero, soportes temporales no son necesarios, incluso en instalaciones aéreas.



Figura 4.5 Instalación de sistema FRP tipo placa en losa.[10]

4.4.3 Ventajas y desventajas

Ventajas: El principal beneficio de los sistemas unidos externamente es la capacidad de adaptar estructuras existentes para acomodar los nuevos criterios de carga, nuevos códigos, modificaciones, o daños con alteraciones mínimas. Esto es especialmente cierto para los sistemas FRP debido a las altas prestaciones logradas con un espesor mínimo y peso agregado a la estructura. Los materiales FRP también ofrecen la ventaja de no ser corrosivos, en cuanto al mantenimiento es mínimo durante su vida útil. Los sistemas FRP han demostrado ser rentables debido a su facilidad y velocidad de instalación, y son muy fáciles de ocultar con revestimientos.

Desventajas: Hasta que una adecuada protección contra incendios o de resina resistente al calor puede ser desarrollado y probado, el sistema debe restringirse para ser utilizado como refuerzo suplementario. Como con la mayoría de sistemas de resinas, la instalación en clima frío (sub-congelación) debe ser evitado. Sin embargo, elementos de calefacción especiales se han utilizado para las placas de FRP, lo que permite instalaciones en temperaturas tan bajas como 36 ° F (2 ° C). Otra consideración para la resina epóxica utilizada para unir placas de acero y FRP al concreto es el espesor de la línea de unión adhesiva. La línea de unión debe mantenerse delgada (típicamente de 1/8 pulg. [3 mm] o menos), con el fin de minimizar la fluencia y ofrecer un coeficiente de expansión térmica lo más parecido al del concreto.[10]

Además, los materiales de FRP no deben ser expuestos al tráfico vehicular. Pueden ser instalados por debajo de la superficie del hormigón o recubiertos con una capa de rodadura, tal como un sistema de recubrimiento polimérico unido delgada. Si se expone directamente al tráfico vehicular, las fibras pueden dañarse prematuramente. En cuanto a la unión de placa de acero tiene su propio conjunto de limitaciones únicas. El acero es muy pesado, por lo que es difícil y costoso de instalar. El acero también debe ser protegido y mantenido frente a la corrosión.

4.5 Técnica N°3: Sistemas Post-tensado externo. -

Post-tensado es una técnica de refuerzo que se puede utilizar frente a tensiones de tracción y para contrarrestar los efectos de las cargas aplicadas. A diferencia del refuerzo de acero pasivo, el post-tensado proporciona un refuerzo “activo”. Esto se logra introduciendo una magnitud y distribución de fuerzas internas usando barras o cordones de pretensado. Las estructuras post-tensadas son conocidos por su resistencia y durabilidad. El concreto post-tensado ha sido utilizado con éxito desde la década de 1950 en los Estados Unidos, y muchos años antes en Europa, en una amplia variedad de proyectos de nueva construcción que incluyen puentes, presas, estacionamientos, edificios comerciales, tanques de almacenamiento de agua, etc. El post-tensado también se ha utilizado ampliamente para reforzar estructuras existentes para cargas nuevas o aumentadas.[14][15]

4.5.1 Consideraciones de ingeniería

- Todos los criterios de selección de diseño presentados en la sección 4.2, deben considerarse en el diseño de un sistema de post-tensado.
- Los datos relacionados con las cargas, la geometría, las condiciones de contorno, refuerzo leve, y propiedades del material de la estructura existente deben recogerse antes de comenzar el análisis y diseño del post-tensado.
- Se debe tener especial cuidado durante el diseño para garantizar una transferencia efectiva de la fuerza del post-tensado entre la estructura y el sistema del post-tensado. Las fuerzas aplicadas pueden ser bastante grandes y pueden generar fallas críticas, desprendimiento y estallido por compresión excesiva longitudinal o tracción excesiva transversal en el miembro de concreto existente y/o nuevo bloque de anclaje de concreto. Las dos regiones dentro de la zona de anclaje son la "zona local" y la "zona general". La región de muy alta tensiones de compresión inmediatamente antes del anclaje es la zona local y la región más remota del anclaje sujeta a desprendimientos y estallidos es la zona general. Estas áreas deben ser cuidadosamente diseñadas y armadas, tal como se muestra en la siguiente figura.

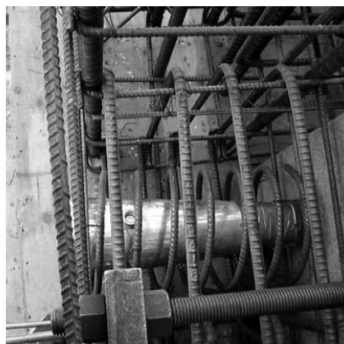


Fig 5-1.: Refuerzo zona local

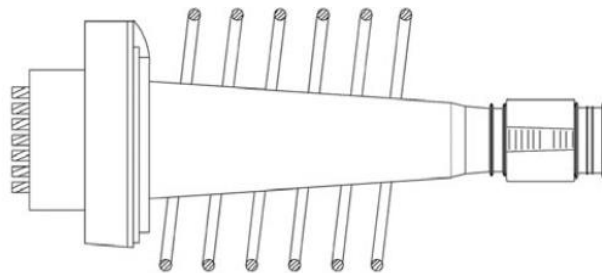


Figura 4.6: Refuerzo en zona local.[14]

- Antes de la instalación del refuerzo de post-tensado, la pérdida de capacidad estructural debido a la corrosión y el deterioro del concreto existente debe ser evaluada. Sin una correcta intervención previa la estructura puede fallar cuando se introducen nuevas fuerzas de post-tensado. También se debe prestar atención

cuidadosamente a la protección (cubierta) de los nuevos elementos: anclajes, tendones y el refuerzo pasivo.

- Las pérdidas del post-tensado son otra consideración ingenieril. Se incluyen penetración de cuñas, , acortamiento elástico, fluencia de hormigón, la retracción del hormigón, la relajación del tendón y las pérdidas por fricción.

4.5.2 Métodos y materiales

El post-tensado externo es un método de reforzamiento en el que se unen nuevos tendones a estructuras existentes ubicándolos en lugares estratégicos a lo largo de la longitud de los miembros a reforzar. Especialmente los desviadores fabricados de acero u hormigón son típicamente colocados en el tramo central, tercio o cuarta parte a lo largo del elemento de modo que se cree un perfil de reforzamiento. Dependiendo de las limitaciones de altura libre, los tendones pueden colocarse debajo de los miembros existentes o en lados adyacentes del miembro.[15][14]



Figura 4.7: Refuerzo de post-tensado externo en vigas de concreto armado.[15]

4.5.3 Ventajas y desventajas

Ventajas: Los beneficios técnicos del reforzamiento del post-tensado incluyen la resistencia y capacidad de servicio mejorados. Tensiones generadas por el post-tensado se utilizan para

compensar tensiones de flexión y deflexiones verticales. Con tal reforzamiento activo, las estructuras existentes pueden ser recalculadas para soportar más cargas que las incluidas en el diseño original. El post-tensado puede proporcionar mayores aumentos de la fuerza que los proporcionados por medio de técnicas pasivas.

Desde el punto de vista de la construcción, los ahorros se pueden realizar debido a las cantidades reducidas de material y de mano de obra en comparación con el reforzamiento pasivo.

Desventaja: El reforzamiento de post-tensado exterior está limitada principalmente por problemas de viabilidad de construcción. Interferencias como servicios mecánicos, eléctricos y de plomería deben ser considerados. Sólo los técnicos especialmente capacitados deberían llevar a cabo la instalación y el tensado.

La perforación a través del concreto existente puede ser necesaria para facilitar el acceso de nuevos tendones y también su anclaje. . Esto puede ser difícil cuando el acceso a los extremos del elemento se limita, registros cuidadosos de las ubicaciones de los tendones deben de mantenerse en caso que se requiera futuras modificaciones estructurales.

El reforzamiento posterior también puede estar limitado por la magnitud de la sobrecarga en la estructura existente. La cantidad de tensión requerida para contrarrestar las cargas vivas relativamente grandes pueden sobre cargar la estructura en su condición descargada. Es posible que se requiera tensión por etapas cuando se añaden cargas vivas y muertas adicionales a ciertas estructuras durante la instalación del sistema de refuerzo. Tales situaciones pueden justificar el uso de tensado posterior en conjunto con otros métodos de reforzamiento como ampliación de sección.

4.6 Matriz de comparación de métodos. -

A continuación, se presenta una matriz de comparación de los métodos de reforzamiento antes presentados, para nuestro proyecto en particular. Vamos a establecer un rango de puntaje para poder compararlos y establecer un porcentaje de aceptación y así poder decidir sobre el tipo de refuerzo más adecuado

pts	Descripción
1	No es recomendable
3	Poco recomendable
5	Recomendable
7	Muy recomendable

MATRIZ DE ELECCION DE REFORZAMIENTO												
Metodo de reforzamiento	Criterios de elección de reforzamiento										Calificación	
	Magnitud de aumento de fuerza	Efecto de las variaciones en la	Tamaño del proyecto	Condiciones	Resistencia del concreto	Restricciones dimensionales	Accesibilidad	Restricciones Operativas (tiempo de reforzamiento)	Disponibilidad de materiales, equipos y contratistas calificados	Costos de construcción, mantenimiento y ciclo de vida	Total (pts)	Aceptación (%)
Ampliación de sección	3	5	5	5	5	1	5	1	7	7	44	31%
Técnica CFRP	5	7	7	5	5	7	7	7	5	5	60	42%
Técnica post-tensado	5	5	3	5	5	3	1	5	1	5	38	27%
											142	100%

Tabla 4.1: Matriz de elección de reforzamiento.
(fuente propia)

Se concluye que tenemos un 42% de aceptación para la técnica de reforzamiento de CFRP, un 31% para la ampliación de secciones y un 27% para la técnica del post-tensado. Por tanto, vamos a dimensionar un refuerzo a base de adhesión de materiales compuestos.

Capítulo 5

Diseño del sistema de refuerzo con CFRP

5.1 Introducción. -

Culminado el estudio patológico se pudo determinar que los motivos de fisuras se deben a fallas en el análisis y diseño en la superestructura, específicamente las vigas principales. Al evaluar los resultados del análisis y diseño estructural y después de analizar las posibles técnicas de refuerzo en los capítulos anteriores, se procederá en este capítulo a realizar el reforzamiento estructural para lo cual se ha buscado la mejor alternativa que es la utilización fibra de carbono.

El reforzamiento con fibra de carbono (CFRP) de elementos estructurales, es una técnica relativamente moderna y reciente, que ya viene aplicándose en Perú hace algunos años con excelentes resultados. En otros países de Europa y América se utiliza ampliamente la fibra de carbono en el reforzamiento de estructuras especialmente de concreto armado (edificaciones, puentes, silos, etc.), incluso se están haciendo investigaciones para reforzar estructuras de acero.

5.2 Evaluación de alternativa de reforzamiento. -

Se evaluarán puntos imprescindibles del proyecto en particular donde se explica la selección del método de reforzamientos por el sistema de FRP.

- De acuerdo a nuestro análisis patológico estudiado en el capítulo anterior se obtuvo que tenemos una buena resistencia de concreto el cual favorece enormemente para el método de reforzamiento escogido, esto nos garantiza una buena adherencia entre el sustrato de concreto y el reforzamiento de CFRP así como una deformación de delaminación alta.
- Por la deficiencia de la cuantía de armadura en el puente, es aceptable reforzar por este método, porque está entre los márgenes de solicitaciones de carga, tal como se ha demostrado en diferentes estudios realizados e investigaciones que respaldan la utilización del método de reforzamiento.
- El método de reforzamiento estructural con el sistema de CFRP es comercial dentro de nuestro ámbito económico (Moquegua- Perú), es decir que existen empresas las cuales están debidamente capacitadas para el suministro e instalación de este material, empresas que han sido capacitados por el mismo proveedor SIKa para garantizar las características de su producto en servicio.
- El método de reforzamiento está debidamente normado (ACI 440.2R-17) tanto para el diseño, instalación y pruebas de calidad. Logrando así garantizar el correcto reforzamiento de elementos estructurales.
- En cuanto al aspecto económico, es imprescindible realizar un sobre costo de reforzamiento, pero sin embargo este monto no debe de ser exagerado por tal motivo se debe de reforzar y salvaguardar la inversión económica del cliente, por lo cual el método escogido es el más apto para este proyecto en específico.

5.3 Propiedades y características del sistema CFRP. -

Las propiedades de la fibra de carbono en conjunto con sus características, han ido variando y aumentando en cuanto a la calidad y cantidad que ofrece a sus usuarios. Hoy en día es a nuestro parecer y al de muchos otros ingenieros, una de las mejores alternativas para el reforzamiento de elementos estructurales. [11]

5.3.1 Propiedades

Las propiedades de las fibras de carbono en la industria aeroespacial, ingeniería civil, militar, deportes, etc. la hacen a este material muy popular representando una alternativa costosa en comparación con otro tipo de fibras similares, como fibras de vidrio o fibras de plástico, lo que limita en gran medida su uso, pero sin embargo, lo que prevalece son las variedad de propiedades que nos ofrece en relación a los demás tipos de fibras o tipos de reforzamientos tales que mencionaremos algunas de ellas:[11][13]

Alta Flexibilidad: La fibra de carbono es poseedora de la capacidad de adaptarse a cualquier superficie, sin importar si esta sea plana, curva e incluso si no tuviera una forma definida, es muy oportuno mencionar que esta propiedad nos ayudara para poder envolver de forma total o parcial para limitar deformaciones de elementos estructurales.

Alta Resistencia: Tal vez esta propiedad sea una de las más importante de este material, puesto que se ha determinado que, gracias a la compleja forma de obtención, está fibra ha adquirido una resistencia tan alta que tiene una equivalencia de 10 veces la resistencia del acero. Sin embargo, en el diseño del reforzamiento estas propiedades serán limitadas por diferentes coeficientes de seguridad tanto por fabricación e instalación del refuerzo en elementos estructurales. La resistencia a la tensión promedio de la fibra de carbono es 4200 N/mm² y este valor puede variar dependiendo la marca que la produzca.

Baja Densidad: Como producto del proceso de obtención de la fibra de carbono que veremos más adelante, se obtiene delgados hilos de carbono que al ser tejidos entre si conforman tejidos y láminas, la fibra de carbono propiamente dicho, el material que se usa en todo tipo de industrias y que nosotros usaremos para estos ensayos. Debido a que la resistencia de cada microfibra ya es bastante alta no se requiere que el tejido o platina sea muy robusta y es por ese motivo que los pesos de ambos tipos de fibra son mínimos.

Baja Expansión Térmica: Esta propiedad surge como consecuencia de la anterior, ya que gracias a que la fibra de carbono tolera altas temperaturas, sufre mínimas deformaciones o

dilataciones y de esta forma mantiene su forma original a pesar del tiempo transcurrido desde su aplicación.

Resistente a Agentes Externos: Así como la fibra de carbono soporta los cambios climáticos y de temperatura, también resiste daños como el agua, viento, las lluvias, la humedad, etc. Este material ha sido creado con una alta tecnología que le ha otorgado a la fibra de carbono ciertas cualidades inigualables por otro material, lo que nos permite a los que trabajamos con ella, darnos un amplio radio de trabajo que abarque diferentes áreas, sin importar las condiciones a las que vaya a estar expuesta.

5.3.2 Características

A continuación, hablaremos acerca de las características generales de la fibra de carbono, que nos llevarán a analizar qué tan recomendable o no puede ser el uso del ya mencionado material en estudio:

Trabajabilidad: El material en estudio, gracias a su baja densidad y alta resistencia conforma a uno de los materiales más innovadores de los últimos tiempos, puesto que en sus dos presentaciones ya sea tejido o lámina, nos proporciona un producto bastante manejable que facilita la manipulación del mismo y del elemento estructural a reforzar.

Fácil Aplicación: Gracias a la característica anterior se puede garantizar una sencilla y fácil aplicación del material en la superficie a reforzar, incluso si el trabajo no se realizara al nivel del piso, o si fueran formas irregulares o si el clima no fuera favorable, existen muchas situaciones que pueden significar un problema para cualquier método de reforzamiento de elementos estructurales, pero no lo son para el reforzamiento con fibra de carbono. Es importante resaltar que es necesario tener ciertos cuidados, pero estos son mínimos en comparación a los que debemos considerar para otros métodos.

Corto Tiempo de Aplicación: De igual manera que la característica anterior, esta se considera una consecuencia de las 2 primeras características ya mencionadas, pues en beneficio del encargado del reforzamiento, la trabajabilidad y la fácil aplicación del material solo significan

un gran ahorro en cuanto a las horas hombre (hh) empleadas en este trabajo, ya que el reforzamiento puede darse en dos días a más, dependiendo de la cantidad de área a reforzar.

Recubrimiento: Este método de reforzamiento estructural, ofrece muchas facilidades en el proceso aplicativo y esta es una de ellas, ya que una vez aplicado el refuerzo en el elemento estructural, este no requiere ser cubierto con una capa de tarrajeo, sin embargo por temas estéticos puede ser recubierto o puede usarse otras técnicas como el cielo raso. Lo único que se indica y recomienda es que una vez terminado el trabajo de reforzamiento, la fibra de carbono no sea dañada como perforaciones, cortes , etc.

Seguro: Hay que indicar que el material propiamente dicho, ha sido elaborado con normas internacionales que han sido elaboradas con amplios márgenes de seguridad y de la forma el diseño para el reforzamiento de elementos estructurales con fibra de carbono que veremos más adelante.

Periodo de Vida: Hace muchos años se usaban platinas de acero que servían para el reforzamiento netamente de vigas, esta forma de reforzamiento era muy útil, pues este material trabajaba tiene buenas propiedades mecánicas que aportaban a la estructura a pesar de lo trabajoso que podía ser su aplicación. Sin embargo, al pasar de los años se notó que estas platinas comenzarían a presentar oxidación debida a la humedad y contacto con el agua, lo que traía como consecuencia altos costos de mantenimiento o incluso nuevas reparaciones. Pero es gracias a las investigaciones que empezaron a salir algunos tipos de fibra lo cual reemplazaba muy bien a las antiguas platinas y luego salieron los tejidos de carbono lo cual simplifica mucho más el trabajo y presentaba características mejoradas para el reforzamiento. En la actualidad se sigue investigando el comportamiento a largo plazo de estos materiales.

5.4 Análisis y diseño del sistema CFRP debido a momentos flectores en vigas (ACI 440.2R-17). -

De acuerdo a las consideraciones de la Norma ACI 440.2R-17, para el reforzamiento estructural a flexión se describe:

5.4.1 Resistencia última

Para determinar la resistencia última de la sección en concreto armado con fibra de carbono, esta debe satisfacer la compatibilidad de deformación y el equilibrio de fuerzas, debiéndose determinar el modo de falla que gobierna. En la siguiente figura se presenta la deformación interna y distribución de esfuerzos en el estado último.

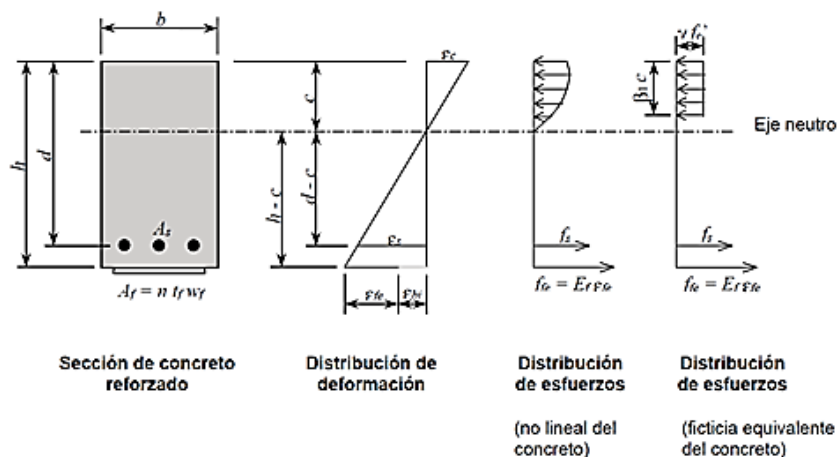


Figura 5.1: Distribución de esfuerzos y deformación en el sistema CFRP.[13]

5.4.2 Deformación unitaria del sistema CFRP y del acero

Para cualquier profundidad asumida del eje neutro, c ; el nivel de deformación en el refuerzo FRP puede ser calculado con la ecuación (4.1), esta ecuación considera el modo de falla que gobierna para la profundidad del eje neutro asumida.: [13]

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu} \quad (5.1)$$

Una vez determinado el nivel de deformación del FRP, el nivel de deformación en el acero (ε_s) puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \frac{d-c}{h-c} \quad (5.2)$$

Donde:

- ε_{fe} : Nivel de deformación efectivo en refuerzo CFRP alcanzado en el nivel de falla, (mm/mm).
- ε_{cu} : Máxima deformación axial del hormigón no confinado correspondiente a $0.85f'_c$ o máximo utilizable deformación del hormigón no confinado, (mm / mm).
- h : Altura del elemento estructural a reforzar (mm)
- c : Distancia de la fibra de compresión extrema al eje neutro, (mm).
- ε_{bi} : Nivel de deformación en sustrato de concreto al momento de CFRP instalación (la tensión es positiva) (mm / mm)
- K_m : Coeficiente de adherencia del sistema CFRP.
- ε_{fu} : Tensión de ruptura de diseño de refuerzo de CFRP, (mm / mm).

Esfuerzo efectivo del sistema CFRP y del acero

Calculado su nivel de deformación (ε_{fe}), el esfuerzo efectivo en la fibra de carbono CFRP (f_{fe}), se puede encontrar asumiendo un perfecto comportamiento elástico.[13]

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (5.3)$$

Así mismo el esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo (f_s):

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (5.4)$$

Donde:

- E_f : Módulo de elasticidad a tracción del refuerzo CFRP, (MPa).
- E_s : Módulo de elasticidad a tracción del acero de refuerzo, (MPa).

5.4.3 Eje neutro del sistema CFRP

Con los niveles de deformación y esfuerzos en el refuerzo de CFRP y del acero determinados la profundidad del eje neutro, por equilibrio de fuerzas:

$$\gamma f'_c \beta_1 b c = A_s f_s + A_f f_{fe} \quad (5.5)$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b} \quad (5.6)$$

Donde:

γ y β_1 : Valores asociados del bloque de esfuerzo de Whitney.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

b : Ancho de la cara a compresión del elemento.

A_s : Área del refuerzo del acero.

A_f : Área del refuerzo externo del CFRP.

Los valores γ y β_1 pueden ser tomados como los valores asociados con el bloque de esfuerzos de Whitney ($\gamma = 0.85$ y β_1 según la Sección 10.2.7.3 de ACI 318). “Para f'_c entre 17MPa y 28MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.”[13]

La capacidad nominal a flexión de la sección del sistema CFRP externo (M_n) puede ser calculada a partir de la siguiente ecuación. Un factor de reducción adicional (Ψ_f), es aplicado a la contribución de la resistencia a flexión del refuerzo CFRP. Se recomienda un factor $\Psi_f = 0.85$. Tomando momentos en el punto que actúa la fuerza a compresión:

$$M_n = F_{acero} Brazo + F_{fibra} Brazo \quad (5.7)$$

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \Psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (5.8)$$

5.4.4 Esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

El nivel de esfuerzo en el refuerzo de acero puede ser calculado con base en un análisis elástico fisurado de la sección de concreto reforzado, con reforzamiento como es indicado en la siguiente ecuación:

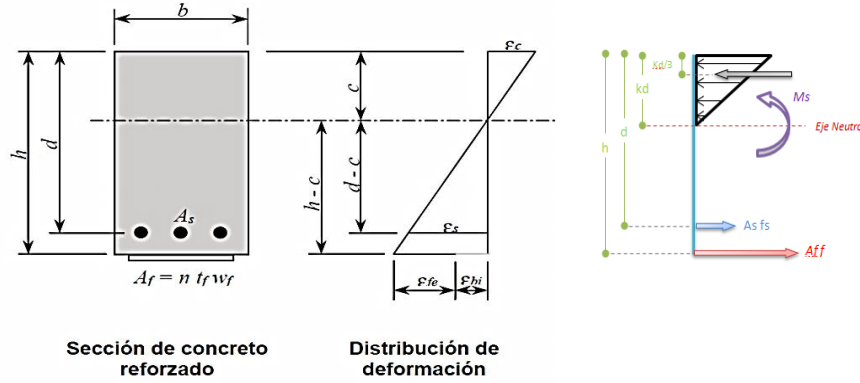


Figura 5.2: Esfuerzos y deformaciones del sistema CFRP bajo cargas de servicio.[13][16]

Dónde se puede deducir las siguientes ecuaciones:

$$f_f = E_f \varepsilon_f \quad (5.9)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (5.10)$$

$$c = kd \quad (5.11)$$

$$\frac{\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}}{h - kd} = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} \quad (5.12)$$

$$\varepsilon_f + \varepsilon_{bi} = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} (h - kd) \quad (5.13)$$

Tomando momentos en el punto que actúa la fuerza a compresión se debe de considerar un momento de servicio y el momento que proporciona la fibra, deducción de fórmula:

$$f_s = \frac{[Ms + A_f E_f \varepsilon_f (h - \frac{kd}{3})](d - kd) E_s}{[A_s E_s (h - \frac{kd}{3})(d - kd) + A_f E_f (h - kd)(d - \frac{kd}{3})]} \quad (5.14)$$

Cabe resaltar que no debemos olvidar nuestro concepto de la teoría de la sección transformada, la cual daría resultados muy semejantes al antes demostrado:

$$f_s = \frac{M_s Y}{I_{cr}} n \quad (5.15)$$

Dónde:

- fs: Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio.
- Y: Peralte efectivo.
- Icr: Momento de inercia de la sección.
- n: Relación modular del acero entre el concreto.

En forma similar al concreto reforzado convencional, la profundidad del eje neutro en servicio, k_d , puede ser calculada tomando el primer momento de las áreas de la sección transformada. El área transformada del FRP puede ser obtenida multiplicando el área de FRP por la relación de módulos del FRP y el concreto. Aunque este método ignora la diferencia en el nivel de deformación inicial del FRP, dicho nivel de deformación inicial no influencia en gran medida la profundidad del eje neutro en el rango de respuesta elástica del elemento.

El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio calculado en la anterior ecuación debe compararse con los límites descritos en el Capítulo 2 – Capacidad de Servicio.

$$f_s \leq 0.80 f_y \quad (5.16)$$

5.4.5 Esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio

El nivel de esfuerzo en el sistema CFRP puede ser calculado utilizando la siguiente ecuación con Momento de Servicio igual al momento debido a todas las cargas sostenidas (cargas muertas y la porción sostenida de la carga viva). La Ecuación suministra el nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP bajo un momento aplicado dentro del rango de respuesta elástica del elemento, Ms.[13]

$$f_f = \frac{M_s Y}{I_{cr}} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) - \varepsilon_{bi} E_f \quad (5.17)$$

5.5 Reforzamiento estructural a flexión. -

De acuerdo a nuestro análisis se requiere reforzar la sección central de la estructura existente, para soportar un momento $M_u(+)$: 580 tn.m y $M_u(-)$: 810 tn.m , el método de reforzamiento se calculará de acuerdo a las recomendaciones de la normativa ACI 440.2R.17. La resistencia a flexión de una sección depende del control del modo de fallo.

Los siguientes modos de fallo deben investigarse para una sección con refuerzo FRP (ACI 440.2R-17, 10.1.1):

- Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo.
- Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del laminado FRP.
- Fluencia del acero en tracción seguida de rotura del concreto.
- Deslaminación del recubrimiento de concreto por tensiones de cortante.
- Despegue del FRP del substrato de concreto (Despegue FRP).

Las siguientes hipótesis se aplican al cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema externo de refuerzo mediante FRP (ACI 440.2R-08,10.2.1):

- Los cálculos para el diseño están basados en las dimensiones, disposición de refuerzo interno de acero, y las propiedades de los materiales del elemento existente a reforzar.
- Las deformaciones en el acero de refuerzo y concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esto es, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma.
- No existe desplazamiento relativo entre el refuerzo FRP externo y el concreto.
- Se desprecian las deformaciones por cortante en el interior de la capa adhesiva debido a que ésta es muy delgada y con leves variaciones en su espesor.
- La máxima deformación de compresión en el concreto es 0.003.
- Se desprecian las tensiones de tracción en el concreto; y el refuerzo FRP tiene un comportamiento tensión – deformación elástico y lineal hasta la rotura.

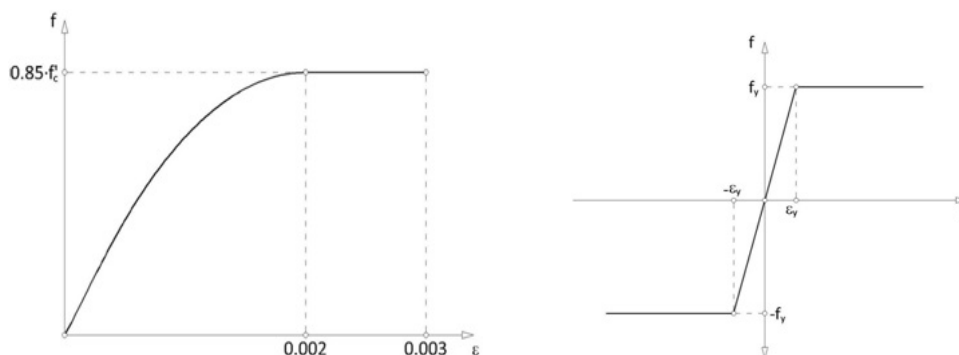


Figura 5.3: Diagrama tensión – deformación del concreto y acero de refuerzo.[13]

- Para prevenir la fisuración previa al modo de fallo de despegue, la deformación, efectiva en el refuerzo FRP debe limitarse al nivel de deformación a la que esta puede ocurrir, etc., como define en la Eq. (ACI 440.2R – 17, Sección 10.1).
- Se aplica un factor de reducción, Y_f , a la contribución a la resistencia a flexión del refuerzo FRP. El valor recomendado de Y_f es 0.85.

A continuación, se presentará un resumen del reforzamiento estructural, el detalle de los cálculos se recoge en el Anexo 3.

5.5.1 Reforzamiento a flexión en tramo central ($M_o = 5688.11$ kN.m)

Tipo de reforzamiento: Flexión.
 Momento De Diseño: 4571.393 kN.m
 Momento Requerido: 5688.110 kN.m
 Material de Reforzamiento: SIKA WRAP 600C + SIKADUR 301
 Disposición De Reforzamiento: 3 R 50cm @ 3 C (3 refuerzo de 50cm en 3 capas)

Momento debido a carga muerta

M(DL) **1569.60** kN.m **13887.153** kips.in

Momento de Diseño (M_u)

M_u **5689.80** kN.m **50340.9296** kips.in

Momento de servicio previsto a reforzar

M servicio **3776.85** kN.m **33415.9619** kips.in

Propiedades de la sección

260 cm	b=	102.36	in
165 cm	h=	64.96	in
25 m	L=	82.00	ft
155 cm	d=	61.02	in

Propiedades del material

f'_c =	4000	psi
f_y =	60	ksi

Área de acero existente

	8 ϕ 1 3/8"	
Numero de varillas :	8	
Area de Varilla :	1.55	in ²
Area de Refuerzo :	12.4	in ²

Propiedades del Sistemas de Reforzamiento

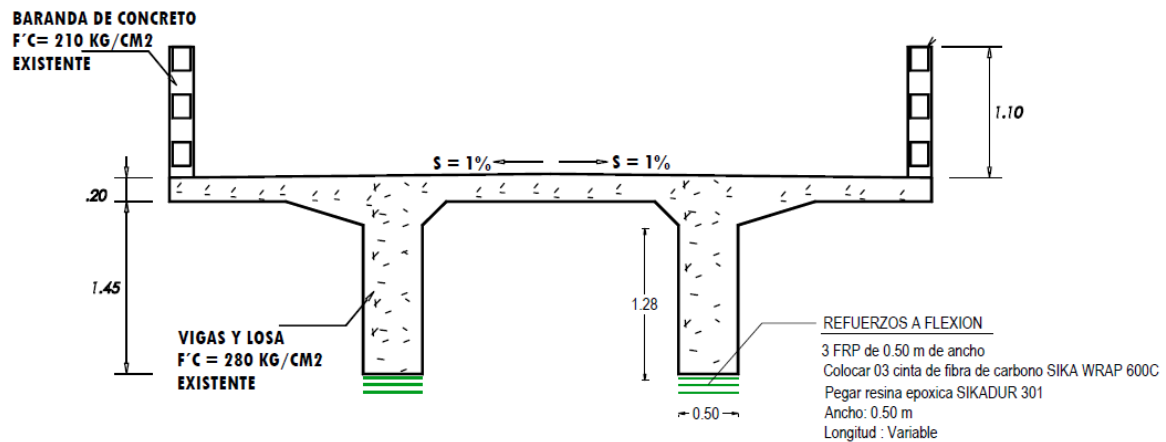
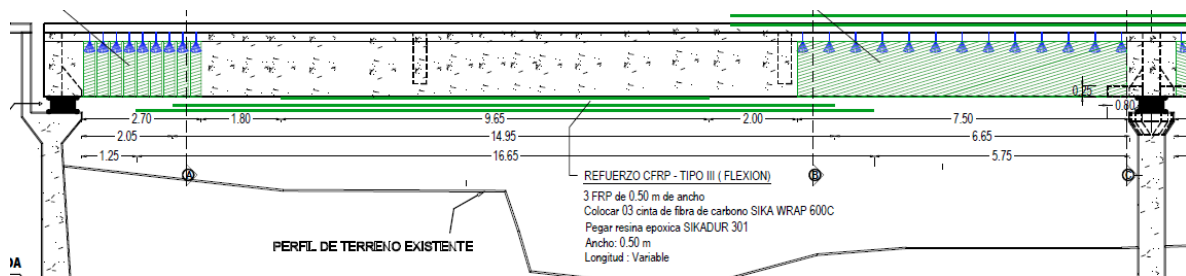
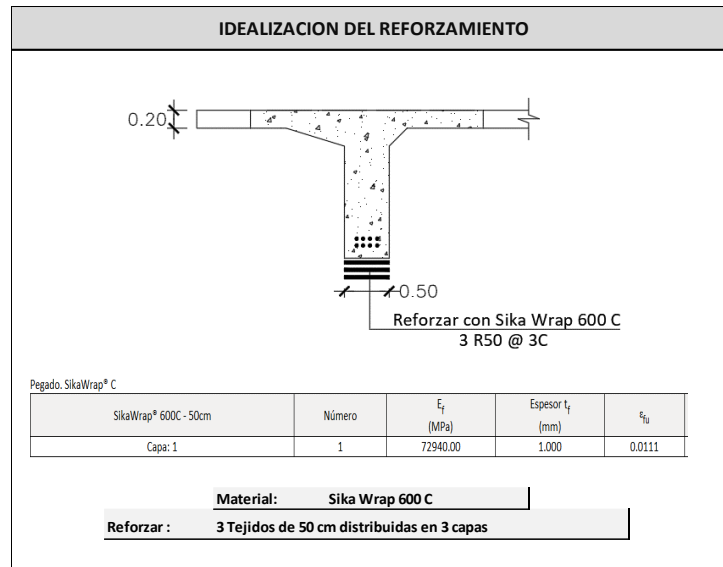
Unidades	Numero de Capas :	3	
50 cm	Ancho Wf:	19.69	in
0 m	Largo Lf:	0.00	ft
1 mm	Espesor tf:	0.041	in
0.0111	Deformacion de rotura ϵ_f :	0.0111	in/in
72940 N/mm ²	Modulo de elasticidad de las laminas FRP Ef:	10579.05233	ksi
Mpa	Resistencia a tension fu:	117.43	ksi

Pegado. SikaWrap® C

SikaWrap® 600C - 50cm	Número	E _f (MPa)	Espesor t _f (mm)	ϵ_{fu}
Capa: 1	1	72940.00	1.000	0.0111

Cuadro resumen de reforzamiento: De acuerdo con los cálculos recogidos en el Anexo 3, se verificó que existe una falla por delaminación del refuerzo para una deformación última en la fibra de carbono de 0.0064; el resumen de resultados es el siguiente:

CAMBIO DE UNIDADES				
Momento resistente del Acero	5021.83	kN.m		
Momento resistente del FRP	1003.21	kN.m		
Momento Ultimo reforzado mediante el sistema FRP	6025.03	kN.m		✓
Momento Previsto	5689.80	kN.m		
Chequeo de la distancia "c" estimada	C= 8.28 cm < 20.00 cm, espesor de losa superior			
Chequeo de la ductilidad , deformacion del acero > 0.005	$\epsilon_s =$	0.00670	\geq	0.005 ✓
Chequeo de Reforzamiento por fleccion suficiente:	6025.03	kN.m	\geq	5689.80 kN.m ✓
Chequeo del esfuerzo del acero por carga de servicio	$f_s \leq 0.80 f_y$	307.05 MPa	\leq	329.50 MPa ✓
Chequeo del esfuerzo del FRP por carga de servicio	$ff_s \leq 0,55 \times ff$	68.35 MPa	\leq	443.35 MPa ✓



5.5.2 Reforzamiento a flexión en apoyo central ($M_o = -7940 \text{ kN.m}$)

Tipo de reforzamiento: Flexión.
 Momento De Diseño: 5379.671 kN.m
 Momento Requerido: 7940.00 kN.m
 Material de Reforzamiento: SIKA WRAP 600C + SIKADUR 301
 Disposición De Reforzamiento: 4 R 50 cm @ 2 C (4 refuerzo de 50cm en 2 capas)

Momento debido a carga muerta

M(DL) **2746.80** kN.m **24302.51774** kips.in

Momento de Diseño (M_u)

M_u **7946.10** kN.m **70303.712** kips.in

Momento de servicio previsto a reforzar

Mservicio **5395.50** kN.m **47737.088** kips.in

Propiedades de la sección

155 cm	b=	61.02	in	f'_c =	4000	psi
165 cm	h=	64.96	in	f_y =	60	ksi
25 m	L=	82.00	ft			
150 cm	d=	59.06	in			

Área de acero existente

Numero de varillas :	10 ϕ 1 3/8 + 2 ϕ 1"
Area de Varilla :	- in ²
Area de Refuerzo :	17.17 in ²

Propiedades del Sistema de Reforzamiento

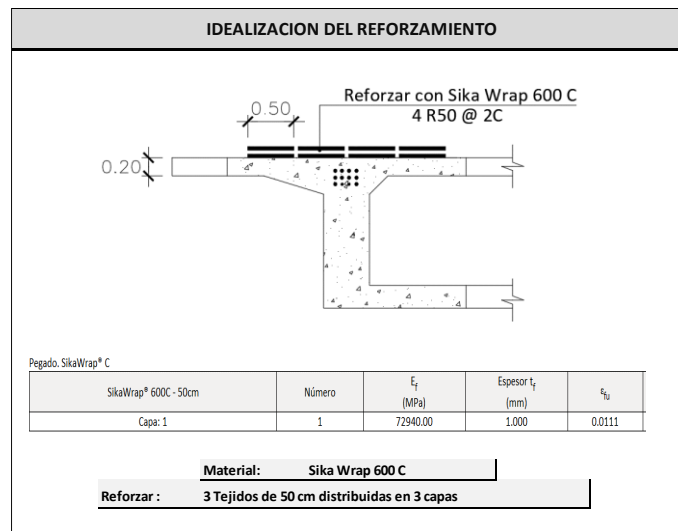
Unidades	Numero de Capas :	2	
200 cm	Ancho Wf:	78.74	in
0 m	Largo Lf:	0.00	ft
1 mm	Espesor tf:	0.041	in
0.0111	Deformacion de rotura ϵ_f :	0.0111	in/in
72940 N/mm ²	Modulo de elasticidad de las laminas FRP E_f :	10579.05233	ksi
Mpa	Resistencia a tension f_u :	117.43	ksi

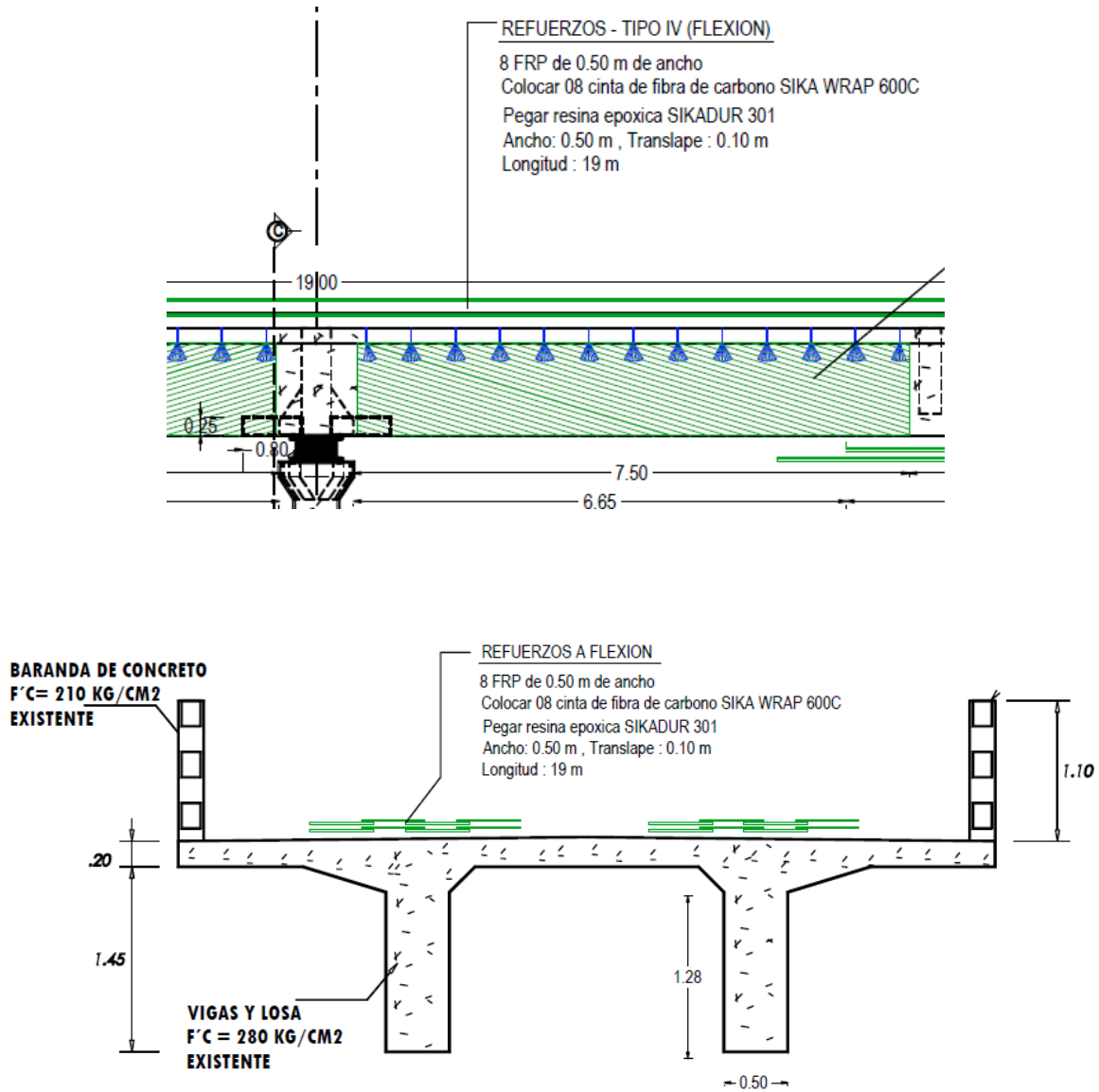
Pegado. SikaWrap® C

SikaWrap® 600C - 50cm	Número	E_f (MPa)	Espesor t_f (mm)	ϵ_{fu}
Capa: 1	1	72940.00	1.000	0.0111

Cuadro resumen de reforzamiento: De acuerdo con los cálculos recogidos en el Anexo 3, se verificó que existe una falla por delaminación del refuerzo para una deformación última de 0.0085; el resumen de resultados es el siguiente:

CAMBIO DE UNIDADES	
Momento resistente del Acero	5782.68 kN.m
Momento resistente del FRP	3049.82 kN.m
Momento Ultimo reforzado mediante el sistema FRP	8832.50 kN.m ✓
Momento Previsto	7946.10 kN.m
Chequeo de la distancia "c" estimada	C= 24.60 cm < 25.00 cm, espesor de losa añadida
Chequeo de la ductilidad , deformación del acero > 0.005	$\epsilon_s = 0.00849 \geq 0.005$ ✓
Chequeo de Reforzamiento por fleccion suficiente:	8832.50 kN.m \geq 7946.10 kN.m ✓
Chequeo del esfuerzo del acero por carga de servicio	$f_s \leq 0.80 f_y$ 327.75 MPa \leq 329.50 MPa ✓
Chequeo del esfuerzo del FRP por carga de servicio	$ff_s \leq 0,55 \times ff$ 61.78 MPa \leq 443.35 MPa ✓





5.6 Análisis y diseño del sistema CFRP debido a esfuerzos de corte en vigas (ACI 440.2R-17). -

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis realizado y comparado con la resistencia que soporta las vigas por cortante según la distribución de los estribos, se concluyó que es necesario realizar también el reforzamiento con fibra de carbono a lo largo de las vigas

principales, para lo cual se utilizara la fibra de carbono realizando el diseño según la Norma ACI 440.2R-08. sección 11.4.[16][12]

El reforzamiento por cortante con CFRP se realiza con un zunchado en “U”, donde es más practico disponerlo con su dirección principal perpendicular al eje del elemento, los zunchados cerrados o convenientemente anclados son siempre preferibles, en el proyecto utilizaremos zunchados en “U” anclados.

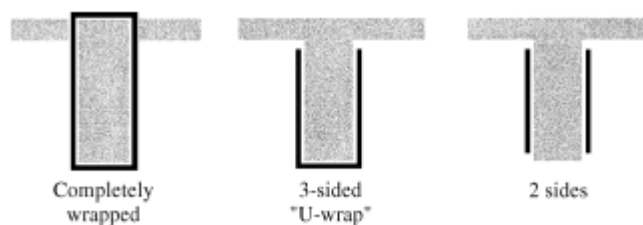


Figura 5.4: Reforzamiento por corte con CFRP en sección completa, 3 lados y 2 lados.

La capacidad nominal ΦV_n ($\Phi=0.85$), debe ser mayor que el corte solicitante V_u .

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (5.18)$$

$$\Phi V_n \geq \Phi(V_c + V_s + \Psi_f V_f) \quad (5.19)$$

$\Psi_f = 0.95$	Completely wrapped members
$\Psi_f = 0.85$	Three-side and two-opposite-sides schemes

Tabla 5.1: Factor de capacidad de reducción ACI 440 - 2R-17[13]

Donde:

- V_c Capacidad a corte debido al concreto.
- V_s Capacidad a corte debido al refuerzo de acero.
- Ψ_f Factor de seguridad de CFRP.
- V_f Capacidad a corte debido a la CFRP.

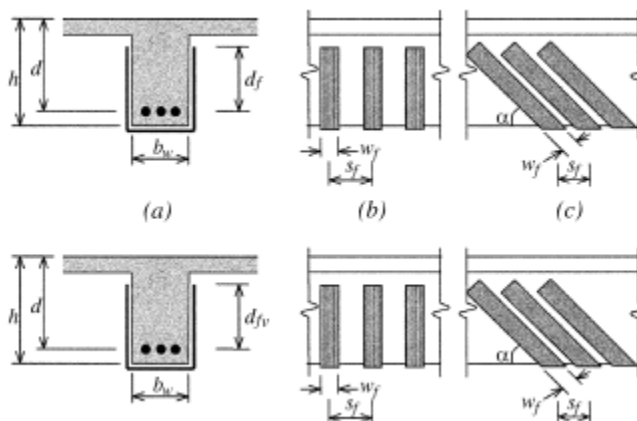


Figura 5.5: Disposición del reforzamiento recomendado por el ACI 440- 2R-17.[13]

Donde :

- h Altura de la viga.
- bw Ancho de la viga
- d Peralte de la viga.
- wf Ancho de la fibra de carbono por corte.
- tf Espesor de la fibra de carbono.
- nf Numero de capas de la fibra de carbono.
- Afv Area de reforzamiento de FRP por corte.
- dfv Longitud efectiva de la fibra por corte.
- α Angulo formado entre la fibra y el eje de la viga.
- Sf Separación entre ejes de la fibra por corte.

Según la Norma ACI calculamos previamente los valores siguientes (L_e , k_1 , k_2 y k_v) que depende de las propiedades de la FRP, calidad del concreto etc.

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3} \quad (5.20)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} \end{cases} \quad (5.21)$$

$$L_e = \frac{23\,300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \quad (5.22)$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (5.23)$$

Encontrados estos datos previos K_v nos permite hallar la deformación unitaria del FRP efectiva, la cual será menor de 0.004 por seguridad a la vez menor también de 0.75 de ϵ_{fu} .

$$\epsilon_{fe} = k_v \epsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (5.24)$$

$$\epsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \epsilon_{fu} \quad (5.25)$$

El área y esfuerzo efectivo de FRP por corte es:

$$f_{fe} = \epsilon_{fe} E_f \quad (5.26)$$

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (5.27)$$

Finalmente encontramos el aporte del reforzamiento por corte de FRP.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{S_f} \quad (5.28)$$

No debe ser mayor:

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.29)$$

Es importante corregir los valores de f_{fu} y ϵ_{fu} por un factor de CE que a continuación presentamos según lo agresivo a la exposición de la fibra de la Norma ACI.

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

Tabla 5.2: Valores de corrección CE.[13]

A continuación, se presenta los cálculos realizados para el reforzamiento por cortante para lo cual se ha elaborado una hoja de cálculo.

5.6.1 Reforzamiento a cortante en estribo (V =1192 kN)

REFORZAMIENTO POR CORTE EN FIBRA DE CARBONO		
ACI- 440.2R-08 / ACI-440.2R-08		
PROYECTO:	PUENTE LA CAPILLA - MOQUEGUA - PERU	
RESPONSABLE:	ING. FERNANDO JESUS CALLA DEZA	
SECTOR:	APOYO EN ESTRIBO	
E. ESTRUCL.:	VIGA	
DATOS DE ANALISIS PREVIOS		
Cortante solicitante según analisis Vu=		1192.0 kN
Factor de reducción de resistencia ϕ=		0.9
(ACI-318) Resistencia al corte del concreto Vc=		665.51 kN
(ACI - 318) Resistencia al corte del acero Vs=		440.25 kN
cortante resistente según planos ϕVn=		995.19 kN
CORTANTE APORTE FRP:		196.83 kN
GEOMETRIA DE LA SECCION		
Ancho de la viga bw=		500 mm
Altura de la viga h=		1650 mm
Ancho de la losa ts=		200 mm
Distancia al acero rc=		120 mm
Peralte de la viga d=h-rc=		1530 mm
PROPIEDADES DEL MATERIAL DE LA SECCION TRANSVERSAL		
Concreto f'c=		28.00 MPa
Acero fy=		420.00 MPa
PROPIEDADES DEL SISTEMA FRP		
SikaWrap® 600C	Esfuerzo ultimo fibra ffu=	4300 MPa
	Deformación unitaria rotura εfu=	0.0111 mm/mm
	Modulo de elasticidad de la fibra Ef=	72.94 KN/mm2
	Espesor de la fibra tf=	1.00 mm
	Distancia vertical fibra corte dfv=	1330.00 mm
	Separación a ejes de la fibra Sf=	300.00 mm
	Según la exposición de la FRP (exterior) CE=	0.85
	Numero de capas fibra nf=	1
	Ancho de la fibra wf=	250 mm
ANALISIS DE CONTRIBUCION DEL SISTEMA FRP		
Propiedades de diseño del material:		
$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$	Esfuerzo ultimo fibra ffu=	3655 N/mm2
$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^*$	Deformación unitaria rotura εfu=	0.00944 mm/mm

Deformación efectiva de la fibra :

$$L_e = \frac{23,300}{(n_f t_f E_f)^{58}}$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} & \text{for U-wraps} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} & \text{for two sides bonded} \end{cases}$$

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq .75$$

Cálculo de Le= 35.22 mm

K1= 1.02

K2= 0.97

Finalmente kv= 0.27

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

deformación unitaria rotura ε_{fe} = 0.0025 mm/mm
menor siempre 0.004

Contribución del FRP a la fuerza cortante:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$$

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f}$$

Área de cortante de la fibra A_{fv} = 500 mm²

Esfuerzo efectivo FRP f_{fe} = 0.1830 kN/mm²

Cortante del aporte del FRP V_f = 405.74 kN

Este deberá ser mayor a 196.83 kN

Chequeo de sección reforzada:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f)$$

Fuerza nomina a corte : ϕV_n = 1305.58 kN

$\phi V_n > V_u$ **OK**

Chequeo del espaciamiento :

$$S_{max} = d/4 + W_f$$

Espaciamiento máximo entre fibras S_{max} = 582.50 mm

$S_{max} > S_f$ **OK**

Chequeo del refuerzo :

$$V_s + V_f \leq .66 \sqrt{f'_c} b_w d$$

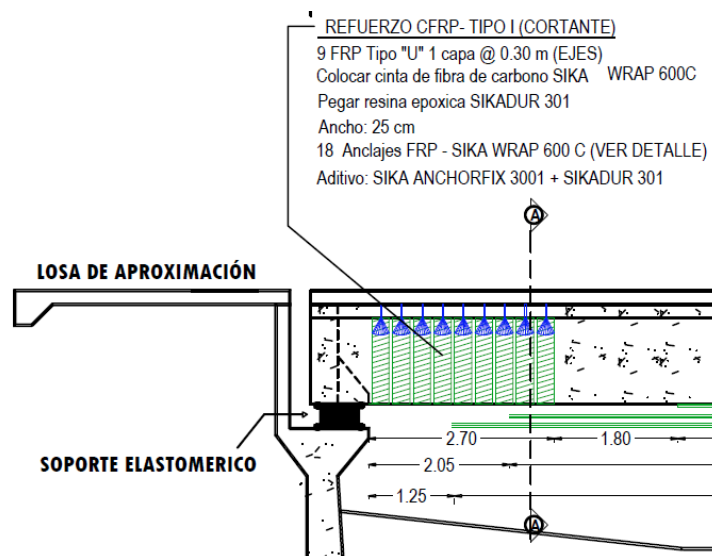
845.99 < 2671.68 kN

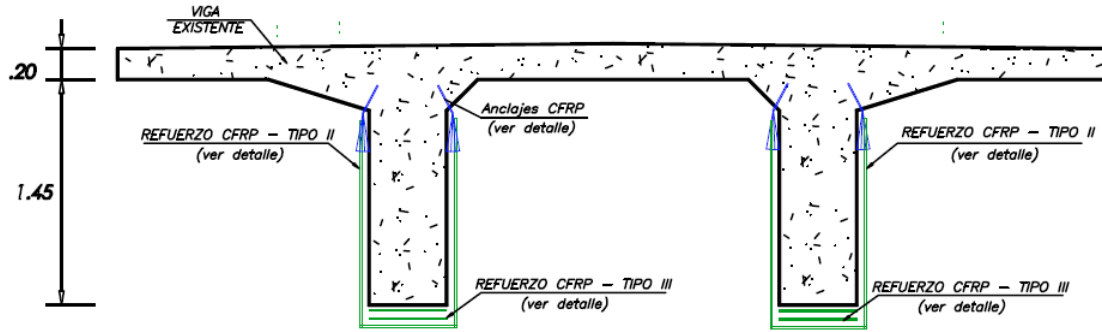
OK

Reforzamiento estructural:

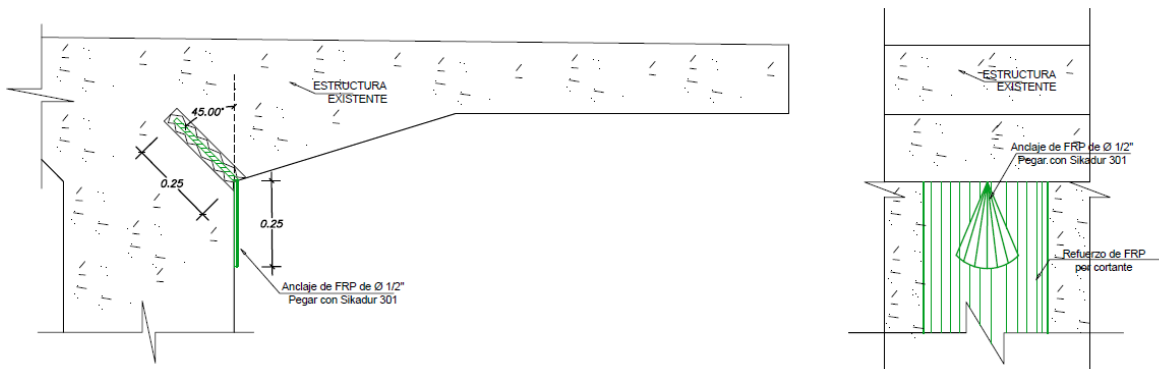
Instalar FRP 1 capa de ancho de 25cm a cada 30cm a ejes.

Nota: según el grafico de comparación de acciones prolongar L=2.80m.

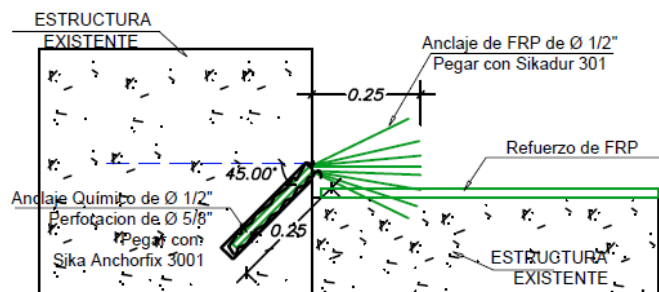




CORTE A-A



DETALLE DE INSTALACIÓN DE ANCLAJE CFRP



DETALLE DEL ANCLAJE DE CFRP

5.6.2 Reforzamiento a cortante en pilar ($V_u = 1537.227$ kN).

REFORZAMIENTO POR CORTE EN FIBRA DE CARBONO		
ACI- 440.2R-08 / ACI-440.2R-08		
PROYECTO:	PUENTE LA CAPILLA - MOQUEGUA - PERU	
RESPONSABLE:	ING. FERNANDO JESUS CALLA DEZA	
SECTOR:	APOYO EN PILAR	
E. ESTRUCL.:	VIGA	
DATOS DE ANALISIS PREVIOS		
Cortante solicitante según analisis Vu=	1537.227	kN
Factor de reducción de resistencia ϕ=	0.9	
(ACI-318) Resistencia al corte del concreto Vc=	643.81068	kN
(ACI - 318) Resistencia al corte del acero Vs=	590.30694	kN
cortante resistente según planos ϕVn=	1110.705858	kN
CORTANTE APORTE FRP:	426.521142	kN
GEOMETRIA DE LA SECCION		
Ancho de la viga bw=	500	mm
Altura de la viga h=	1650	mm
Ancho de la losa ts=	200	mm
Distancia al acero rc=	120	mm
Peralte de la viga d=h-rc=	1530	mm
PROPIEDADES DEL MATERIAL DE LA SECCION TRANSVERSAL		
Concreto f'c=	28.00	MPa
Acero fy=	420.00	MPa
PROPIEDADES DEL SISTEMA FRP		
SikaWrap® 600C	Esfuerzo ultimo fibra ffu=	4300 MPa
	Deformación unitaria rotura εfu=	0.0111 mm/mm
	Modulo de elasticidad de la fibra Ef=	72.94 KN/mm2
	Espesor de la fibra tf=	1.00 mm
	Distancia vertical fibra corte dfv=	1330.00 mm
	Separación a ejes de la fibra Sf=	250.00 mm
	Según la exposición de la FRP (exterior) CE=	0.85
	Numero de capas fibra nf=	2
Ancho de la fibra wf=	250	mm
ANALISIS DE CONTRIBUCION DEL SISTEMA FRP		
Propiedades de diseño del material:		
$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$	Esfuerzo ultimo fibra ffu=	3655 N/mm2
$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^*$	Deformación unitaria rotura εfu=	0.00944 mm/mm

Deformación efectiva de la fibra :

$L_e = \frac{23,300}{(n_f t_f E_f)^{58}}$	Cálculo de Le=	23.56 mm
$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3}$	K1=	1.02
$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} & \text{for U-wraps} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} & \text{for two sides bonded} \end{cases}$	K2=	0.98
$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq .75$	Finalmente kv=	0.18
$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004$	deformación unitaria rotura ε_{fe} =	0.0017 mm/mm menor siempre 0.004

Contribución del FRP a la fuerza cortante:

$A_{fv} = 2n_f w_f$	Área de cortante de la fibra A_{sf} =	1000 mm ²
$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$	Esfuerzo efectivo FRP f_{fe} =	0.1235 kN/mm ²
$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f}$	Cortante del aporte del FRP V_f =	657.29 kN
Este deberá ser mayor a		426.521142 kN

Chequeo de sección reforzada:

$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f)$	Fuerza nomina a corte : ϕV_n =	1613.53 tn
	$\phi V_n > V_u$	OK

Chequeo del espaciamiento :

$S_{max} = d/4 + W_f$	Espaciamiento máximo entre fibras S_{max} =	582.50 mm
	$S_{max} > S_f$	OK

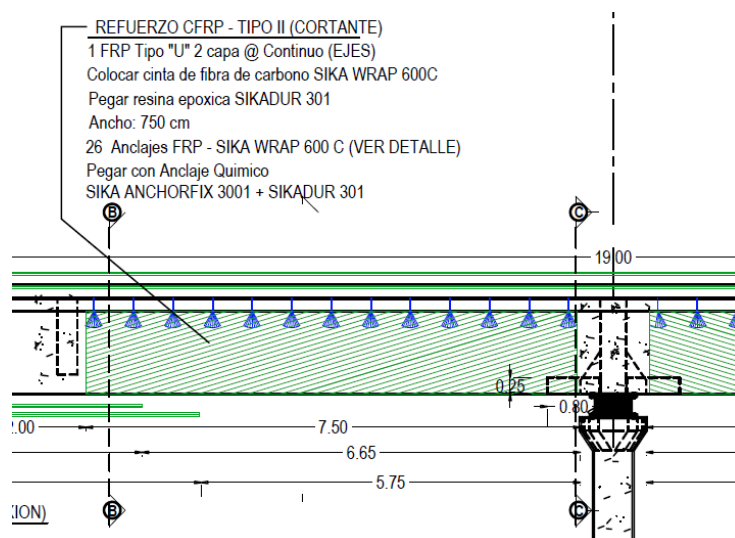
Chequeo del refuerzo :

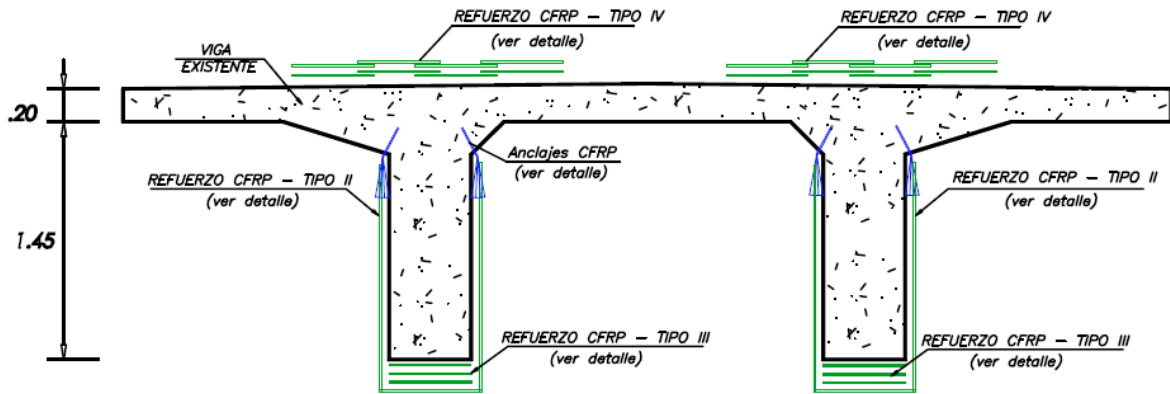
$V_s + V_f \leq .66 \sqrt{f'_c} b_w d$	1247.59 <	2671.68 kN
		OK

Reforzamiento estructural:

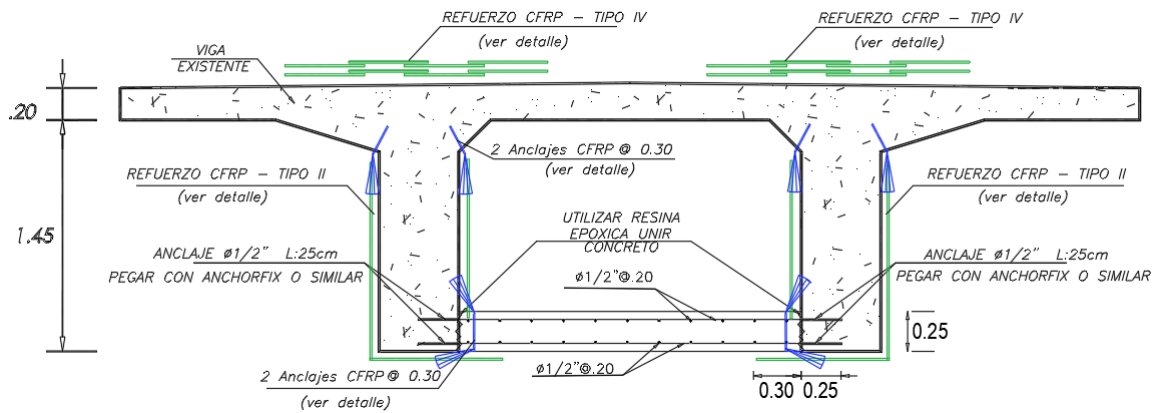
Instalar FRP 2 capa de ancho de 25cm a cada 25cm a ejes.

Nota: según el grafico de comparación de acciones prolongar L=7.50m.

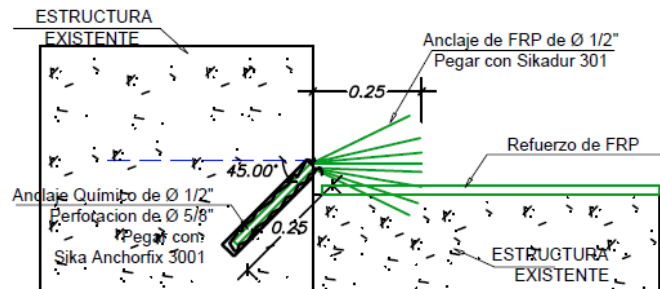




CORTE B-B



CORTE C-C



DETALLE DEL ANCLAJE DE CFRP

Capítulo 6

Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones. -

1. Las fisuras que aparecen en las vigas principales del puente tipo viga losa, según el estudio patológico, corresponden al tipo de falla por flexión y corte. Así mismo, el ancho de las fisuras es del orden de 0.2mm a 0.4mm, cuya clasificación indica que pueden presentar repercusiones estructurales de importancia, por lo cual es necesario proceder a su reforzamiento con CFRP.
2. De acuerdo con el análisis estructural según la Norma AASTHO LRF, se obtuvieron las siguientes acciones mostradas en Tabla 6.1, las cuales fueron verificadas con el programa CSIBridgeV21:

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTANTE POR VIGA
AASHTO - LRFD

Momento positivo en tramo central

M (Dc) =	158.78 t-m	1.25	198.47 t-m
M (Dw) =	61.17 t-m	1.5	91.76 t-m
M (PL) =	19.29 t-m	1.75	33.76 t-m
M(LL+IM)=	146.20 t-m	1.75	255.85 t-m
Ms =	385.43 t-m	Mu =	579.83 t-m
	3781.10 kN.m		5688.11 kN.m

Momento negativo en apoyo central

M (Dc) =	-282.75 t-m	1.25	-353.44 t-m
M (Dw) =	-108.93 t-m	1.5	-163.40 t-m
M (PL) =	-34.35 t-m	1.75	-60.11 t-m
M(LL+IM)=	-149.68 t-m	1.75	-261.94 t-m
Ms =	-575.71 t-m	Mu =	-838.89 t-m
	-5647.76 kN.m		-8229.53 kN.m

Cortante en estribo

V (Dc) =	34.00 t	1.25	42.50 t
V (Dw) =	13.10 t	1.5	19.65 t
V (PL) =	4.13 t	1.75	7.23 t
V(LL+IM)=	29.78 t	1.75	52.12 t
Vs =	81.02 t	Vu =	121.51 t
	794.79 kN		1191.97 kN

Cortante en pilar

V (Dc) =	-56.62 t	1.25	-70.78 t
V (Dw) =	-21.81 t	1.5	-32.72 t
V (PL) =	-6.88 t	1.75	-12.04 t
V(LL+IM)=	-34.33 t	1.75	-60.08 t
Vs =	-119.65 t	Vu =	-175.62 t
	-1173.75 kN		-1722.83 kN

Tabla 6.1: Cuadro resumen de momentos flectores y esfuerzos cortantes últimos en la superestructura.
(fuente propia)

3. El estudio realizado a la superestructura del puente “La Capilla” determinó errores en el análisis estructural tanto por flexión y cortante. Determinar exactamente el error

cometido es incierto pudiendo haber existido errores en la interpretación de cargas, error en el uso del software, mala idealización de esquema estructural, etc. Por tales motivos es recomendable emplear una hoja de cálculo propia y poder verificar los cálculos realizados por el software. Por consecuencia, en los detalles de los planos el acero es menor que el requerido. Con respecto al proceso constructivo este se ejecutó cumpliendo el expediente técnico.

4. Es necesario el reforzamiento por flexión y cortante con CFRP. Además, se tuvo que aumentar la sección por compresión para momentos negativos en el apoyo central, uniendo las vigas con una losa maciza de 0.25m en la parte inferior en una longitud de 1.00m a partir del apoyo.
5. Los momentos flectores últimos positivos en los tramos centrales de las vigas según el proyecto, son un 26% menores que las solicitaciones máximas requeridas, y el momento último negativo en el apoyo central es del orden del 50% menor de la solicitación requerida. Con respecto al cortante, éstos resultan menores en un 35% en los apoyos de los estribos y un 70% en el apoyo central.
6. Una vez realizado el reforzamiento con CFRP según la norma ACI ACI-440.2R-17, se pudo verificar una sobre resistencia de acuerdo a la demanda requerida, del 6% en los momentos flectores positivos ubicados en los tramos centrales y un 7% en el momento negativo del apoyo central. Así mismo se alcanzó una sobre resistencia al cortante del 10% en los apoyos de los estribos y un 5% en al apoyo central.

6.2 Recomendaciones. —

1. Se recomienda el reforzamiento estructural de acuerdo al sistema de reforzamiento por medio de la fibra de carbono, ya que este material existe en el medio económico de la ciudad y existen empresas debidamente capacitadas para la correcta instalación.
2. Se recomienda que a pesar de realizar un análisis no lineal y evaluar el comportamiento final de la estructura, es imprescindible el reforzamiento inmediato de la estructura para poder garantizar la inversión económica que se ha hecho hasta el momento.
3. Es recomendable extender el sistema CFRP en la parte de flexión positiva hasta donde se encuentran los refuerzos por cortante para evitar la delaminación y poder así obtener el mejor comportamiento del refuerzo estructuralmente. Asimismo, para que no pueda producirse la delaminación en las zonas con fisuras a flexión o cortante, es imprescindible realizar una inyección de dichas fisuras antes de aplicar el refuerzo de fibra de carbono
4. Se recomienda tras el reforzamiento estructural, realizar un plan de control de fisuras para verificar el comportamiento de la estructura, garantizando el periodo de vida de la misma.
5. Incentivar a los ingenieros estructurales, a especializarse en el estudio patológico de estructuras, que permita contar con profesionales que puedan estar evaluando constantemente obras de ingeniería de importancia y de gran inversión, en forma periódica. En el caso de puentes, en otros países desarrollados estas estructuras están en constante evaluación y mantenimiento.
6. Nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones, ya debe de incorporar un artículo respecto a la utilización de la fibra de carbono, según nuestra realidad en base a la ACI-440-2R-17.

Referencias Bibliográficas

- [1] PARK, R., PAULAY, T., "Estructuras de concreto reforzado", Editorial Limusa 1980.
- [2] PAULO HELENE Y FERNANDA PEREIRA, "Rehabilitación y mantenimiento de estructuras de concreto", ISBN 85-60457-00-3, São Paulo: Universidade de São Paulo, 2007.
- [3] FLORES L. T., SOTOMAYOR C.C., VIDAUD, E. Q., "Durabilidad y Patologías de estructuras de concreto", Primera Edición, ACI PERU, 2016.
- [4] Comité ACI 224 "Causas, Evaluación y Reparación de Fisuras en Estructuras de Hormigón", 1993.
- [5] Perez.J.V. "Causas, Evaluación y Reparación de Fisuras en Estructuras de Hormigón", ETSAC0,2001.
- [6] QUIM I.D.T., PASQUEL E.C., SOTOMAYOR C.C. BACA W. E. "Diagnostico reparación de estructuras de concreto armado atacadas por corrosión", Segunda edición, ACI PERU, 2016.
- [7] VARIOS,"Manual de puentes", Ed. PERU, 2018
- [8] Rodriguez.A.S, "Puentes con AASHTO-LRFD 2010" quinta edición, PERU, 2012.
- [9] CSI. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSI-Bridge. Computer and Structures Inc. Berkeley, CA; 2011.
- [10]ICRI; "Guide for the Selection of Strengthening Systems for Concrete Structures", N°03742,River Road, 2006
- [11] PROAÑO R., "Comportamiento de Vigas de concreto armado reforzadas externamente con Platinas de Fibras de Carbono", Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil. Lima, 2011.
- [12] BACA E. Y ESPINOZA C., "Reforzamiento de Estructuras con Fibras de Carbono", Tesis de Grado. Universidad Ricardo Palma. Facultad de Ingeniería. Lima, 2005.
- [13] ACI COMMITTEE 440, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures" Farmington Hills, Detroit, 2017.
- [14] J. CALAVERA, "Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado", 2da Edición Tomo I, INTEMAC, 2005.
- [15] J. CALAVERA, "Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado", 2da Edición Tomo II, INTEMAC, 2005.
- [16] ACI. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary; Farmington Hills, Detroit, 2014.
- [17] MCCORMAC, JACK C., "Diseño de Concreto Reforzado", Editorial Alfa-Omega 2005.

ANEXO 1

ENSAYOS DESTRUCTIVOS DE CONCRETO ENDURECIDO

(EXTRACCIÓN DE TESTIGOS)

Como parte del estudio patológico fue necesario determinar la resistencia última del concreto que según el proyecto indicaba un valor de $f'_c=280\text{kg/cm}^2$ especificado en los planos, y en la memoria de cálculo, dicho valor según la Norma de Puentes del 2016, es aceptable como valor mínimo en el diseño de puentes.

Este valor fue verificado con ensayos de testigos de concreto, según la norma MTC E-707 – 2000, el cual está basado en las Normas ASTM C-42 y AASHTO T-24.

Para poder evaluar la resistencia del concreto en la superestructura principalmente donde se presentan las fisuras, se obtienen probetas (también llamadas corazones) de 4 pulgadas (10.00cm), para lo cual se tuvo en cuenta la granulometría de los agregados en campo utilizadas, especialmente en la piedra utilizada, verificando que el tamaño mayor era aproximadamente una pulgada y según el Boletín Técnico Cemento N° 75 ASOCCEM, indica que solo podrán utilizarse testigos de 8.75cm de diámetro o más.

Se obtuvieron muestras con diámetro de 10cm, las normas indican que los ensayos a las pruebas de los testigos, se considera estructuralmente adecuada si el promedio de 3 muestras es por lo menos igual al 85% de la resistencia especificada (f'_c), y ninguna muestra debe resultar menor del 75% de (f'_c).

Según los ensayos tenemos resistencias superiores: $f'_c=300\text{kg}/\text{cm}^2$ (ver resultados)

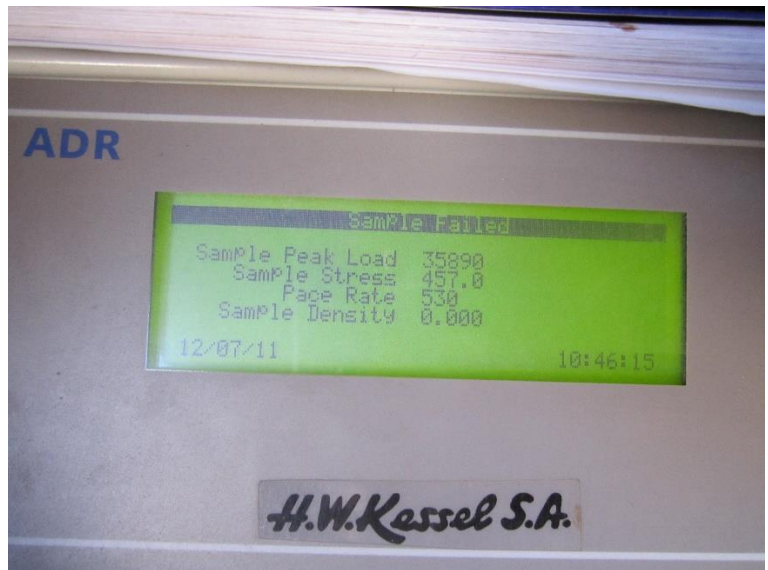
Por lo tanto, la resistencia calculada de las probetas se interpreta mayor a $f'_c=280\text{kg}/\text{cm}^2$ a los 28 días, cumpliendo lo especificado en el proyecto. En nuestro análisis patológico solo consideraremos la resistencia de diseño $f'_c=280\text{kg}/\text{cm}^2$.





Extracción de testigos de concreto con equipo de diamantinas





*Ensayos a compresión de testigos muestra los resultados, los cuales son corregidos por esbeltez en todos los casos estos son superiores $f^*c=300\text{kg/cm}^2$ se concluye utilizar la resistencia de diseño $f^*c=280\text{kg/cm}^2$ según el expediente.*

ANEXO 2

REFORZAMIENTO CON EL SISTEMA CFRP (ACI 440.2R-17)

Reforzamiento a flexión en tramo central (MO+: 5688.11 kN.m):

Tipo de reforzamiento: Flexión.

Momento De Diseño: 4571.393 kN.m

Momento Requerido: 5688.110 kN.m

Material de Reforzamiento: SIKA WRAP 600C + SIKADUR 301

Disposición De Reforzamiento: 3 R 50cm @ 3 C (3 refuerzo de 50cm en 3 capas)

Momento debido a carga muerta

M(DL) **1569.60** kN.m **13887.15299** kips.in

Momento de Diseño (Mu)

Mu **5689.80** kN.m **50340.92961** kips.in

Momento de servicio previsto a reforzar

Mservicio **3776.85** kN.m **33415.96189** kips.in

Propiedades de la sección

260 cm	b=	102.36	in
165 cm	h=	64.96	in
25 m	L=	82.00	ft
155 cm	d=	61.02	in

Propiedades del material

f'c=	4000	psi
fy=	60	ksi

Área de acero existente

	8 ϕ 1 3/8"	
Numero de varillas :	8	
Area de Varilla :	1.55	in ²
Area de Refuerzo :	12.4	in ²

Propiedades del Sistemas de Reforzamiento

Unidades	Numero de Capas :	3	
50 cm	Ancho Wf:	19.69	in
0 m	Largo Lf :	0.00	ft
1 mm	Espesor tf :	0.041	in
0.0111	Deformacion de rotura ϵ_f :	0.0111	in/in
72940 N/mm ²	Modulo de elasticidad de las laminas FRP Ef :	10579.05233	ksi
72940 Mpa	Resistencia a tension fu :	117.43	ksi

Pegado. SikaWrap® C

SikaWrap® 600C - 50cm	Número	E _f (MPa)	Espesor t _f (mm)	ϵ_{fu}
Capa: 1	1	72940.00	1.000	0.0111

1. Cálculo de las propiedades de diseño del material en el sistema CFRP

Factor de reducción ambiental:

0.85

Tabla 8.1 —Factores de reducción ambiental para diferentes sistemas FRP
y condiciones de exposición

Condición de exposición	Tipo de fibra y resina	Factor de reducción ambiental, C_E
Exposición interior	Carbono/epóxico	0.95
	Vidrio/epóxico	0.75
	Aramida/epóxico	0.85
Exposición exterior (puentes, muelles, y garajes de parqueo sin cerramiento)	Carbono/epóxico	0.85
	Vidrio/epóxico	0.65
	Aramida/epóxico	0.75
Ambientes agresivos (plantas químicas y plantas para el tratamiento de agua residual)	Carbono/epóxico	0.85
	Vidrio/epóxico	0.50
	Aramida/epóxico	0.70

$$f_{fu} = C_E * f_u$$

$$f_{fu} = 0.85 \times 117.4274809$$

$$f_{fu} = 99.81 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{fu} = C_E * \epsilon_{fu}$$

$$\epsilon_{fu} = 0.85 \times 0.0111$$

$$\epsilon_{fu} = 0.009435 \text{ in/in}$$

2. Cálculos preliminares del concreto y del acero:

2.1 Cálculo de las propiedades de diseño del concreto

$$\beta = 0.8 \quad \text{ACI 318 seccion 10.2.7.3}$$

$$E_c = 57000 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 3604996.53 \text{ psi}$$

$$E_c = 3605.00 \text{ ksi}$$

2.2 Cálculo de las propiedades de diseño del Acero existente

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd} \quad A_s = 12.4 \text{ in}^2$$

$$\rho_s = 0.0020$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad E_s = 29000 \text{ ksi}$$

$$n_s = 8.044$$

$$n_s \cdot \rho_s = 0.0160$$

2.3 Calculo de las propiedades de diseño del FRP Adherido externamente

$$A_f = n * t_f * W_f \quad \begin{array}{l} A_f = 3 \times 0.041 \text{ in/capa} \times 9.68503937 \text{ in} \\ A_f = 2.41 \text{ in}^2 \end{array}$$

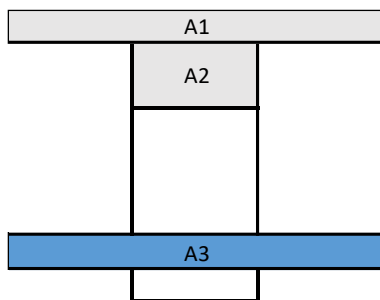
$$\rho_f = \frac{A_f}{b d} \quad \rho_f = \underline{0.00039}$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad n_f = \underline{2.935}$$

$$n_f \cdot \rho_f \quad \underline{0.0011}$$

3. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior.

El estado de deformación existente se calcula asumiendo que la viga esta fisurada y que las unicas cargas que actuan sobre la viga en el momento de la instalacion del FRP son cargas muertas.



$$\begin{array}{ll} A1: & 5200 \text{ cm}^2 \\ A2: & 50 (c-20) \text{ cm}^2 \\ A3: & 643.34 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Calculo de "C":

$$5200(c-10) + \frac{50(c-20)^2}{2} = 643.34(155-c)$$

$$c = \underline{25.82 \text{ cm} > 20 \text{ cm (ancho de losa superior)}}$$

Cálculo de I_{cr}:

$$I_{cr} = \frac{B t^3}{12} + B t \left(c - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{b_w (c-t)^3}{3} + A_s n (d-c)^2$$

$$I_{cr} : 12229349.62 \text{ cm}^4 (293811.3 \text{ in}^4)$$

Calculo del Momento Actuante en el instante de colocacion de la FRP:

$$MDL = 13887.15299 \text{ k.in}$$

Calculo de la deformacion :

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h-c)}{I_{cr} E_c}$$

$$\epsilon_{bi} = \frac{13887.15 \text{ k.in} \times 54.99 \text{ in}}{293811.3 \text{ in}^4 \times 3604.996533 \text{ ksi}}$$

$$\epsilon_{bi} = \underline{0.00072}$$

4. Determinación del coeficiente de adherencia del sistema CFRP

$$K_m = \begin{cases} \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n E_f t_f}{2,000,000} \right) \leq 0.90 & n E_f t_f \leq 1,000,000 \text{ lb/in} \\ \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{500,000}{n E_f t_f} \right) \leq 0.90 & n E_f t_f > 1,000,000 \text{ lb/in} \end{cases} \quad (9-2) \text{ US}$$

$$K_m = \begin{cases} \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n E_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & n E_f t_f \leq 180,000 \text{ N/mm} \\ \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{n E_f t_f} \right) \leq 0.90 & n E_f t_f > 180,000 \text{ N/mm} \end{cases} \quad (9-2) \text{ SI}$$

4.1 Comparación del $n E_f t_f$:

$$n E_f t_f = 3 \times 10579052.3 \text{ psi} \times 0.040816327 \text{ in}$$

$$n E_f t_f = 1295394 \text{ lb/in}$$

Usar la formula 2

$\frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n E_f t_f}{2,000,000} \right) \leq 0.90$	Formula 1
$\frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{500,000}{n E_f t_f} \right) \leq 0.90$	Formula 2

$$K_{m1} = \frac{1}{0.5661} \left(0.3523 \right) \quad K_{m1} = 0.62$$

$$K_{m2} = \frac{1}{0.5661} \left(0.3860 \right) \quad K_{m2} = 0.6818$$

Coef. de adherencia : $K_m = 0.68$

5. Estimación de la profundidad del eje neutro “C”.

Se aconseja una estimación inicial al 20% del peralte:

$$c = 0.2 \times 61.02 \text{ in} = 12.20 \text{ in}$$

$$c = 3.2613 \text{ in}$$

CORRECTO		
c=	3.2613	in

6. Determinación del nivel efectivo de deformación del refuerzo.

Para la profundidad del eje neutro seleccionado, el aplastamiento del concreto será el modo de falla por cuanto la primera expresión en esta ecuación controla. Si gobierna la segunda expresión (limitante), entonces la falla del sistema CFRP será el modo de falla.

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \frac{h-c}{c} - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu}$$

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \frac{61.70}{3.26} - 0.000720928 \leq k_m \epsilon_{fu} = 0.68 \times 0.009435$$

$$\epsilon_{fe} = 0.0560 \leq k_m \epsilon_{fu} = 0.0064$$

$$\epsilon_{fe} = 0.0064 \text{ Falla por degarro o rotura de Sistema FRP}$$

7. Calculo de la deformacion del acero de refuerzo existente.

Por compatibilizacion de deformaciones se obtiene:

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \frac{d-c}{h-c}$$

$$\epsilon_s = (0.0064 + 0.00072) \frac{57.76}{61.70}$$

$$\epsilon_s = 0.00670$$

deformacion debe de ser como minimo 0.005

Chequeo $\epsilon_s > 0.005$

CORRECTO

8. Calculo de esfuerzo del acero y CFRP en la sección:

8.1 Resistencia en el acero:

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = \frac{29000 \text{ ksi} \times 0.0067}{194 \text{ ksi}} \leq 60 \text{ ksi}$$

$$f_s = 60 \text{ ksi}$$

8.2 Resistencia en el FRP:

$$f_{fe} = E_f \epsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 10579.05233 \text{ ksi} \times 0.0064$$

$$f_{fe} = 68.06 \text{ ksi}$$

9. Calculo de las fuerzas resultante internas y verificacion del equilibrio de efuerzos.

El equilibrio de fuerzas es verificado medianta la comporbacion del estimado incial de c, ya que el aplatamiento del concreto controla la falla. (Y puede ser tomada como 0.85).

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b} \quad Y = 0.85$$

$$c = \frac{12.4 \text{ in}^2 \times 60 \text{ ksi} + 2.41 \text{ in}^2 \times 68.06 \text{ ksi}}{0.85 \times 4 \text{ ksi} \times 0.8 \times 102.3622047 \text{ in}}$$

$$c = 3.26 \text{ in}$$

CORRECTO

10. Cálculo de las resistencias de diseño a flexión de la sección reforzada.

El facto de seguridad adicional, $\Psi=0.85$, es aplicado a la construcción del CFRP.

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \Psi_f M_{nf}]$$

10.1 Factor de Reduccion de Resistencia:

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{for } \epsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\epsilon_t - \epsilon_{sy})}{0.005 - \epsilon_{sy}} & \text{for } \epsilon_{sy} < \epsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{for } \epsilon_t \leq \epsilon_{sy} \end{cases}$$

elemento ductil, factor de reduccion en 0.90

elemento con baja ductil, se debe de compensar con una sobre resistencia factor de reduccion : 0.70

$\epsilon_s = 0.0067$

Condiciones	Primera	Segunda	Tercera
ϕ	0.9	1.05	0.65

$$\phi = 0.90$$

10.2 Calculo del Momento Nominal Resistente por parte del Acero:

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 12.4 \quad 60 \quad \left(61.024 - \frac{2.61}{2} \right)$$
$$M_{ns} = 44431.00 \text{ k.in} \quad (5021.828 \text{ kN.m})$$

10.3 Calculo del Momento Nominal Resistente por parte del Sistema FRP:

$$M_{nf} = A_f f_{fc} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 2.410 \quad 68.06 \quad \left(64.961 - \frac{2.61}{2} \right)$$
$$M_{nf} = 10442.27 \text{ k.in} \quad (1180.241 \text{ kN.m})$$

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$$

$$\phi M_n = 1.00 \quad \left(44431.00 + 0.85 \times 10442.27 \right)$$
$$\phi M_n = 44431.00 + 8875.93$$
$$\phi M_n = 53306.93 \text{ k.in} \geq 50340.930 \text{ k.in}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

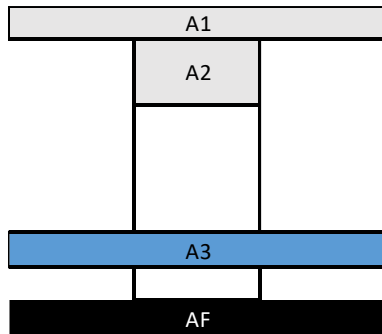
$$(6025.03 \text{ kN.m} \geq 5689.80 \text{ kN.m})$$



CORRECTO

11. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y CFRP.

11.1 Calculo de centroide:



A1: 5200 cm²
A2: 50 (c-20) cm²
A3: 643.34 cm²
AF: 46.04 cm²

Calculo de "C":

$$5200(c - 10) + \frac{50(c-20)^2}{2} = 643.34(155 - c) + 46.04(165 - c)$$

$$c = 26.851 \text{ cm} > 20 \text{ cm (ancho de losa superior)}$$

$$I_{cr} = \frac{B t^3}{12} + B t \left(c - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{b_w (c - t)^3}{3} + A_s n_s (d - c)^2 + A_f n_f (h - c)^2$$

$$I_{cr} : 13113993.7 \text{ cm}^4 (315064.96 \text{ in}^4)$$

11.3 Cálculo del momento de servicio

$$M = M_s + \epsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right)$$

$$M_s = 33415.962 \text{ k.in}$$

$$\epsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right) = 0.000721 \times 2.41 \times 10579.05233 \left(64.961 - 3.44 \right)$$

$$\epsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right) = 1131.01 \text{ k.in}$$

$$M = 34546.97 \text{ k.in}$$

11.4 Cálculo del Esfuerzo del acero en el sistema FRP en Carga de Servicio:

$$f_s = \frac{M Y}{I_{cr}} n \quad \begin{array}{l} Y = d - c \\ Y = 50.71 \text{ in} \end{array}$$

$$f_s = \frac{34546.967 \text{ k.in} \times 50.709 \text{ in}}{315064.96 \text{ in}^4} = 08.04$$

$$f_s = 44.73 \text{ ksi}$$

$$f_s = \frac{\left[M_s + A_f E_f \epsilon_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right) \right] (d - k_d) E_s}{\left[A_s E_s \left(h - \frac{k_d}{3} \right) (d - k_d) + A_f E_f (h - k_d) \left(d - \frac{k_d}{3} \right) \right]}$$

$$f_s = \frac{34546.967 \times 50.71 \times 29000}{1050077841.1 + 85730243.78}$$

$$f_s = 44.73 \text{ ksi}$$

11.5 Chequeo del esfuerzo del acero

Bajo cargas de servicio debe estar limitado al 80% de la resistencia a fluencia el Acero

60ksi = 413MPa

$$0.80 * f_y = 48 \text{ ksi } (330.72 \text{ MPa})$$

$$f_s = 44.73 \text{ ksi } (308.18 \text{ MPa})$$



$$f_s \leq 0.80 f_y$$

CORRECTO

11.6 Calculo del Esfuerzo del FRP en el sistema FRP en Carga de Servicio:

$$f_f = \left(\frac{M Y}{I_{cr}} n \right) - \epsilon_{bi} * E_f$$

Y= d-c

Y= 54.65 in

$$f_f = \left(\frac{34546.967 \text{ k.in} \times 54.646 \text{ in}}{315064.96 \text{ in}^4} \times 2.93 \right) - 0.000721 \times 10579.05233$$

$$f_f = 9.96 \text{ ksi}$$

11.7 Chequeo del esfuerzo del FRP

Bajo cargas de servicio debe estar limitado al 55% de la resistencia a fluencia el FRP

$$0.55 * f_{fu} = 64.58511447 \text{ ksi}$$

ksi

≥

$$9.96 \text{ ksi}$$

ksi

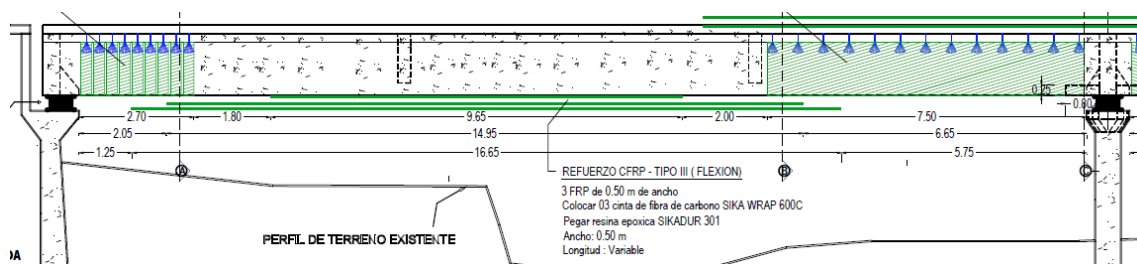


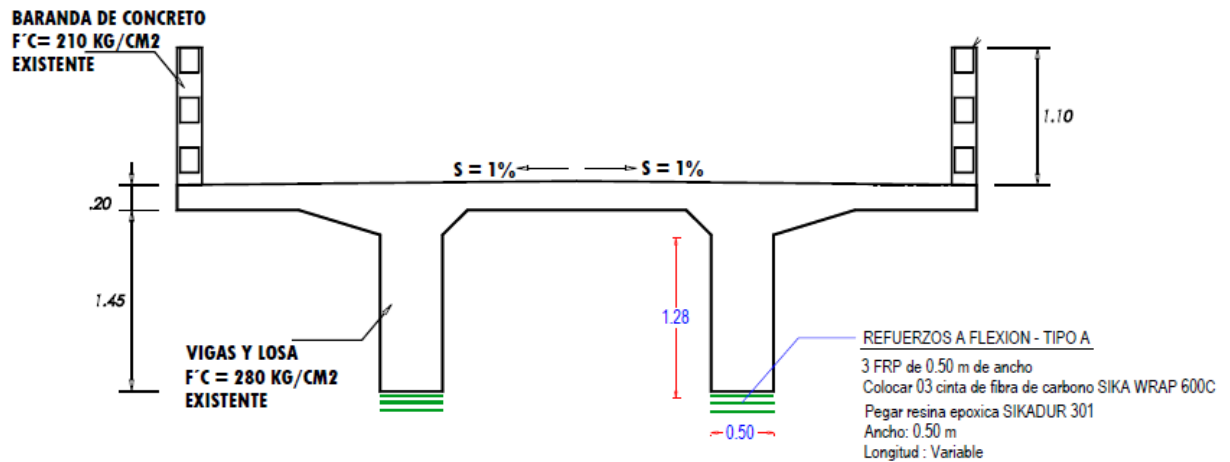
$$(444.991 \text{ MPa})$$

$$(68.60 \text{ MPa})$$

CORRECTO

CAMBIO DE UNIDADES	
Momento resistente del Acero	5021.83 kN.m
Momento resistente del FRP	1003.21 kN.m
Momento Ultimo reforzado mediante el sistema FRP	6025.03 kN.m ✓
Momento Previsto	5689.80 kN.m
Chequeo de la distancia "c" estimada	c= 8.28 cm
Chequeo de la ductilidad, deformacion del acero > 0.005	$\epsilon_s = 0.00670 \geq 0.005$ ✓
Chequeo de Reforzamiento por fleccion suficiente:	$6025.03 \text{ kN.m} \geq 5689.80 \text{ kN.m}$ ✓
Chequeo del esfuerzo del acero por carga de servicio	$f_s \leq 0.80 f_y$ 307.05 MPa ≤ 329.50 MPa ✓
Chequeo del esfuerzo del FRP por carga de servicio	$f_{fs} \leq 0.55 \times f_{fu}$ 68.35 MPa ≤ 443.35 MPa ✓





Reforzamiento a Flexión en el apoyo central (M_o : 7940 kN.m)

Tipo de reforzamiento: Flexión.

Momento De Diseño: 5379.671 kN.m

Momento Requerido: 7940.000 kN.m

Material de Reforzamiento: SIKA WRAP 600C + SIKADUR 301

Disposición De Reforzamiento: 4 R 50 cm @ 2 C (4 refuerzo de 50cm en 2 capas)

Momento debido a carga muerta

M(DL) **2746.80** kN.m **24302.51774** kips.in

Momento de Diseño (M_u)

M_u **7946.10** kN.m **70303.712** kips.in

Momento de servicio previsto a reforzar

Mservicio **5395.50** kN.m **47737.088** kips.in

Propiedades de la sección

155 cm	b=	61.02	in
165 cm	h=	64.96	in
25 m	L=	82.00	ft
150 cm	d=	59.06	in

$f'c$ =	4000	psi
f_y =	60	ksi

Área de acero existente

Numero de varillas :	10 ϕ 1 3/8 + 2 ϕ 1"
Area de Varilla :	- in2
Area de Refuerzo :	17.17 in2

Propiedades del Sistemas de Reforzamiento

Unidades		Numero de Capas :	2	
200 cm		Ancho Wf:	78.74	in
0 m		Largo Lf :	0.00	ft
1 mm		Espesor tf :	0.041	in
0.0111		Deformacion de rotura ϵ_f :	0.0111	in/in
72940	N/mm ² Mpa	Modulo de elasticidad de las laminas FRP Ef :	10579.05233	ksi
		Resistencia a tension fu :	117.43	ksi

Pegado. SikaWrap® C

SikaWrap® 600C - 50cm	Número	E _f (MPa)	Espesor t _f (mm)	ε _{fu}
Capa: 1	1	72940.00	1.000	0.0111

1. Cálculo de las propiedades de diseño del material en el sistema CFRP

Factor de reduccion ambiental:

0.85

Tabla 8.1 —Factores de reducción ambiental para diferentes sistemas FRP y condiciones de exposición

Condición de exposición	Tipo de fibra y resina	Factor de reducción ambiental, C _E
Exposición interior	Carbono/epóxico	0.95
	Vidrio/epóxico	0.75
	Aramida/epóxico	0.85
Exposición exterior (puentes, muelles, y garajes de parqueo sin cerramiento)	Carbono/epóxico	0.85
	Vidrio/epóxico	0.65
	Aramida/epóxico	0.75
Ambientes agresivos (plantas químicas y plantas para el tratamiento de agua residual)	Carbono/epóxico	0.85
	Vidrio/epóxico	0.50
	Aramida/epóxico	0.70

$$f_{fu} = C_e * f_u$$

$$f_{fu} = 0.85 \times 117.4274809$$

$$f_{fu} = 99.81335873 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{fu} = C_e * \epsilon_{fu}$$

$$\epsilon_{fu} = 0.85 \times 0.0111$$

$$\epsilon_{fu} = 0.009435 \text{ in/in}$$

2. Cálculos preliminares del concreto y del acero:

2.1 Cálculo de las propiedades de diseño del concreto

$$\beta = 0.8 \quad \text{ACI 318 seccion 10.2.7.3}$$

$$E_c = 57000 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 3604996.533 \text{ psi}$$

$$E_c = \underline{3604.996533 \text{ ksi}}$$

2.2 Cálculo de las propiedades de diseño del Acero existente

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd} \quad \begin{array}{ll} A_s = & 17.17 \text{ in}^2 \\ \rho_s = & \underline{0.0048} \end{array}$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad \begin{array}{ll} E_s = & 29000 \text{ ksi} \\ n_s = & \underline{8.044} \end{array}$$

$$n_s \cdot \rho_s = 0.0383$$

2.3 Cálculo de las propiedades de diseño del FRP Adherido externamente

$$A_f = n \cdot t_f \cdot W_f \quad \begin{array}{ll} A_f = & 2 \times 0.041 \text{ in/capa} \cdot 78.74015748 \text{ in} \\ A_f = & \underline{6.43 \text{ in}^2} \end{array}$$

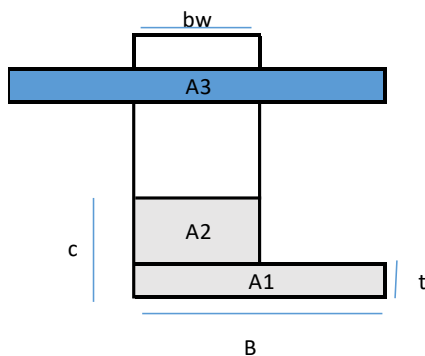
$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad \rho_f = \underline{0.00178}$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad n_f = \underline{2.935}$$

$$n_f \cdot \rho_f = 0.0052$$

3. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior.

El estado de deformación existente se calcula asumiendo que la viga está fisurada y que las únicas cargas que actúan sobre la viga en el momento de la instalación del FRP son cargas muertas.



$$A1: 3875 \text{ cm}^2$$

$$A2: 50(c-25) \text{ cm}^2$$

$$A3: 890.79 \text{ cm}^2$$

Cálculo de "C":

$$3875(c - 12.5) + \frac{50(c-25)^2}{2} = 890.79(150 - c)$$

$$c = 37.39 \text{ cm} > 25 \text{ cm (ancho de losa inferior)}$$

Cálculo de I_{cr} :

$$I_{cr} = \frac{B t^3}{12} + B t \left(c - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{b_w (c - t)^3}{3} + A_s n (d - c)^2$$

$$I_{cr} : 13991211.46 \text{ cm}^4 \text{ (336140.2 in}^4\text{)}$$

Calculo del Momento Actante en el instante de colocacion de la FRP:

$$MDL = 24302.51774 \text{ k.in}$$

Calculo de la deformacion :

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - c)}{I_{cr}E_c}$$

$$\epsilon_{bi} = \frac{24302.52 \text{ k.in} \times 50.72 \text{ in}}{336140.2 \text{ in}^4 \times 8604.996533 \text{ ksi}}$$

$$\epsilon_{bi} = \underline{\underline{0.00102}}$$

4. Determinación del coeficiente de adherencia del sistema CFRP.

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{2,000,000} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f \leq 1,000,000 \text{ lb / plg} \\ \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{500,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f > 1,000,000 \text{ lb / plg} \end{cases} \quad (9-2) \text{ US}$$

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f \leq 180,000 \text{ N / mm} \\ \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f > 180,000 \text{ N / mm} \end{cases} \quad (9-2) \text{ SI}$$

4.1 Comparacion del n E f t f :

$$\begin{aligned} n E f t f &= 2 \times 10579052.3 \text{ psi} \times 0.040816327 \text{ in} \\ n E f t f &= 863596 \text{ lb/in} \end{aligned}$$

Usar la formula 1

$\frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{2,000,000} \right) \leq 0.90$	Formula 1
$\frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{500,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90$	Formula 2

$$Km 1 = \frac{1}{0.5661} \left(0.5682 \right) \quad Km 1 = 1.00$$

$$Km 2 = \frac{1}{0.5661} \left(0.5790 \right) \quad Km 2 = 1.0227$$

$$\text{Coef. de adherencia : Km} = \underline{\underline{0.90}}$$

5. Estimación de la profundidad del eje neutro “ C “.

Se aconseja una estimación inicial al 20% del peralte:

$$c = 0.2 \times 59.06 \text{ in} = 11.81 \text{ in}$$

$$c = 9.6854 \text{ in}$$



CORRECTO		
c=	9.6854	in

6. Determinacion del nivel efectivode deformacion del refierzo.

Para la profundidad del eje neutro seleccionado, el aplastamiento del concreto será el modo de falla por cuanto la primera expresión en esta ecuación controla. Si gobierna la segunda expresión (limitante), entonces la falla del sistema CFRP será el modo de falla.

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \frac{h-c}{c} - \epsilon_{bi} \leq k_m \epsilon_{fu}$$

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \frac{55.28}{9.69} - 0.001017153 \leq k_m \epsilon_{fu} = 0.90 \times 0.009435$$

$$\epsilon_{fe} = 0.0161 \leq k_m \epsilon_{fu} = 0.0085$$

$$\epsilon_{fe} = 0.0085 \quad \text{Falla por degarro o rotura de Sitema FRP}$$

7. Calculo de la deformacion del acero de refuerzo existente.

Por compatibilizacion de deformaciones se obtiene:

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \frac{d-c}{h-c}$$

$$\epsilon_s = (0.0085 + 0.00102) \frac{49.37}{55.28}$$

$$\epsilon_s = 0.00849$$

deformacion debe de ser como minimo 0.005

Chequeo $\epsilon_s > 0.005$

CORRECTO		
----------	--	--

8. Calculo de esfuerzo del acero y CFRP en la sección:

8.1 Resistencia en el acero:

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = \frac{29000 \text{ ksi} \times 0.0085}{246 \text{ ksi}} \leq 60 \text{ ksi}$$

$$f_s = 60 \text{ ksi}$$

8.2 Resistencia en el FRP:

$$f_{fe} = E_f \epsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 10579.05233 \text{ ksi} \times 0.0085$$

$$f_{fe} = 89.83 \text{ ksi}$$

9. Calculo de las fuerzas resultante internas y verificacion del equilibrio de efuerzos.

El equilibrio de fuerzas es verificado mediante la comprobación del estimado inicial de c , ya que el achatamiento del concreto controla la falla. (γ puede ser tomada como 0.85).

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b} \quad \gamma = 0.85$$

$$c = \frac{17.17 \text{ in}^2 \times 60 \text{ ksi} + 6.43 \text{ in}^2 \times 89.83 \text{ ksi}}{0.85 \times 4 \text{ ksi} \times 61.02362205 \text{ in}}$$

$$c = 9.69 \text{ in} \quad \checkmark$$

CORRECTO

10. Cálculo de las resistencias de diseño a flexión de la sección reforzada.

El factor de seguridad adicional, $\Psi=0.85$, es aplicado a la construcción del CFRP.

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \Psi_f M_{nf}]$$

10.1 Factor de Reducción de Resistencia:

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{for } \epsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\epsilon_t - \epsilon_{sy})}{0.005 - \epsilon_{sy}} & \text{for } \epsilon_{sy} < \epsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{for } \epsilon_t \leq \epsilon_{sy} \end{cases}$$

elemento dúctil, factor de reducción en 0.90

elemento con baja ductil, se debe compensar con una sobre resistencia factor de reducción : 0.70

$\epsilon_s = 0.0085$

Condiciones	Primera	Segunda	Tercera
ϕ	0.9	1.20	0.65

$$\phi = 0.90$$

10.2 Cálculo del Momento Nominal Resistente por parte del Acero:

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 17.17 \times 60 \left(59.055 - \frac{7.75}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 56847.43 \text{ k.in} \quad (6425.200 \text{ kN.m})$$

10.3 Cálculo del Momento Nominal Resistente por parte del Sistema FRP:

$$M_{nf} = A_f f_{fc} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 6.428 \quad 89.83 \quad \left(64.961 - \frac{7.75}{2} \right)$$

$$M_{nf} = \underline{35272.52 \text{ k.in}} \quad \left(\underline{3986.688 \text{ kN.m}} \right)$$

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \Psi_f M_{nf}]$$

$$\phi M_n = 0.90 \left(56847.43 + 0.85 \times 35272.52 \right)$$

$$\phi M_n = 51162.69 + 26983.48$$

$$\phi M_n = \underline{78146.17 \text{ k.in}} \geq \underline{70303.712 \text{ k.in}}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

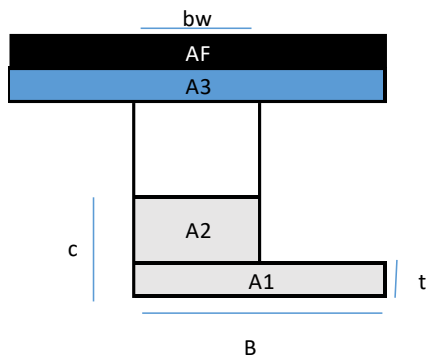
$$\left(\underline{8832.50 \text{ kN.m}} \geq \underline{7946.10 \text{ kN.m}} \right)$$



CORRECTO

11. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y CFRP.

11.1 Cálculo de centroide:



$$A1: 3875 \text{ cm}^2$$

$$A2: 50(c-25) \text{ cm}^2$$

$$A3: 890.79 \text{ cm}^2$$

$$AF: 121.81 \text{ cm}^2$$

Cálculo de "C":

$$3875(c - 12.5) + \frac{50(c-25)^2}{2} = 890.79(150 - c) + 121.81(165 - c)$$

$$c = \underline{40.181 \text{ cm}} > 25 \text{ cm (ancho de losa inferior)}$$

$$I_{cr} = \frac{B t^3}{12} + B t \left(c - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{b_w (c - t)^3}{3} + A_s n_s (d - c)^2 + A_f n_f (h - c)^2$$

$$I_{cr} = 15974310.71 \text{ cm}^4 \quad (383784.35 \text{ in}^4)$$

11.3 Cálculo del momento de servicio

$$M = M_s + \epsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right)$$

$$M_s = 47737.088 \text{ k.in}$$

$$\epsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right) = 0.001017 \quad 6.43 \quad 10579.05233 \quad \left(64.961 - 5.05 \right)$$

$$\epsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right) = 4143.77 \text{ k.in}$$

$$M = 51880.86 \text{ k.in}$$

11.4 Cálculo del Esfuerzo del acero en el sistema FRP en Carga de Servicio:

$$f_s = \frac{M Y}{I_{cr}} n \quad \begin{array}{l} Y = d - c \\ Y = 43.90 \text{ in} \end{array}$$

$$f_s = \frac{51880.859 \text{ k.in} \times 43.904 \text{ in}}{383784.35 \text{ in}^4} \quad 08.04$$

$$f_s = 47.74 \text{ ksi}$$

$$f_s = \frac{\left[M_s + A_f E_f \epsilon_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right) \right] (d - k_d) E_s}{\left[A_s E_s \left(h - \frac{k_d}{3} \right) (d - k_d) + A_f E_f \left(h - \frac{k_d}{3} \right) (d - \frac{k_d}{3}) \right]}$$

$$f_s = \frac{51880.859 \times 43.90 \times 29000}{1180620784.3 + 202920462.95}$$

$$f_s = 47.74 \text{ ksi}$$

11.5 Chequeo del esfuerzo del acero

Bajo cargas de servicio debe estar limitado al 80% de la resistencia a fluencia el Acero

60ksi = 413MPa

$$0.80 * f_y = 48 \text{ ksi} \quad (330.72 \text{ MPa})$$

$$f_s = 47.74 \text{ ksi} \quad (328.96 \text{ MPa})$$



$$f_s \leq 0.80 f_y$$

CORRECTO

11.6 Cálculo del Esfuerzo del FRP en el sistema FRP en Carga de Servicio:

$$f_f = \left(\frac{M Y}{I_{cr}} n \right) - \epsilon_{bi} * E_f \quad \begin{array}{l} Y = d - c \\ Y = 49.81 \text{ in} \end{array}$$

$$f_f = \left(\frac{51880.859 \text{ k.in} \times 49.810 \text{ in}}{383784.35 \text{ in}^4} \times 2.93 \right) - 0.001017 \times 10579.05233$$

$$f_f = 9.00 \text{ ksi}$$

11.7 Chequeo del esfuerzo del FRP

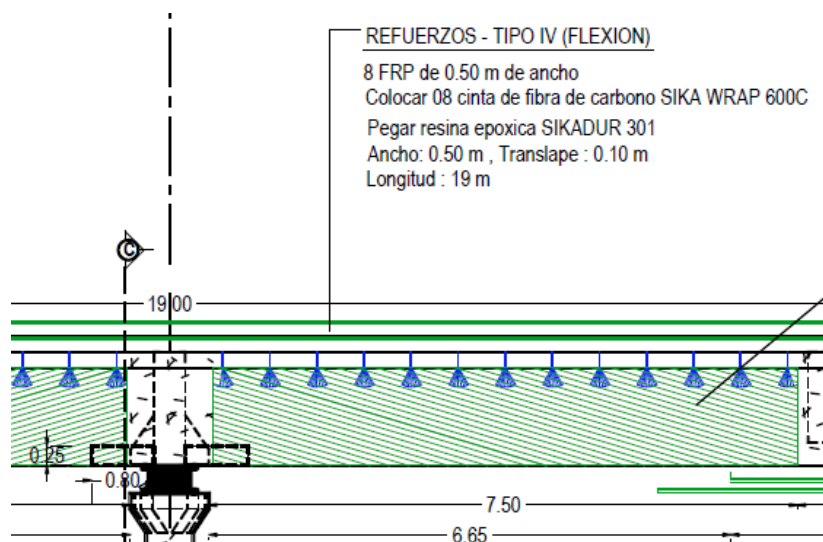
Bajo cargas de servicio debe estar limitado al 55% de la resistencia a fluencia el FRP

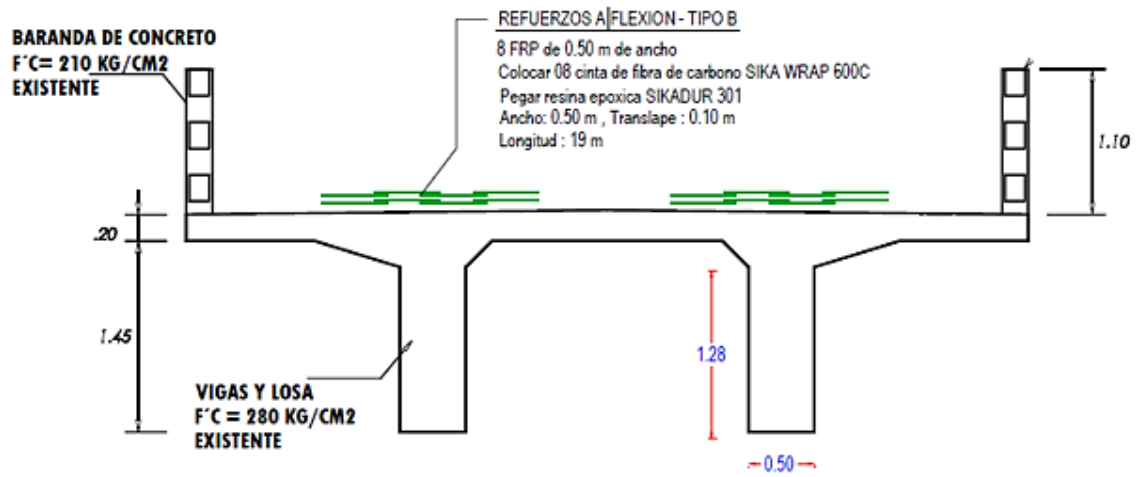
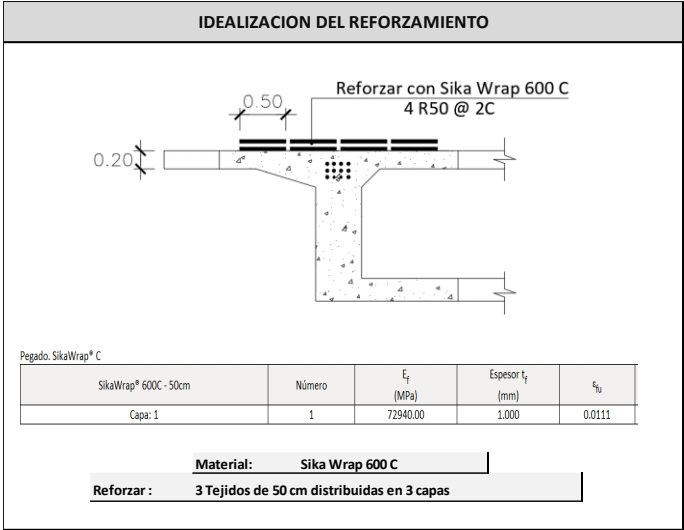
$$0.55 * f_{fu} = 64.58511447 \text{ ksi} \geq 9.00 \text{ ksi} \quad \checkmark$$

$$(444.991 \text{ MPa}) \quad (62.00 \text{ MPa})$$

CORRECTO

CAMBIO DE UNIDADES	
Momento resistente del Acero	5782.68 kN.m
Momento resistente del FRP	3049.82 kN.m
Momento Ultimo reforzado mediante el sistema FRP	8832.50 kN.m ✓
Momento Previsto	7946.10 kN.m
Chequeo de la distancia "c" estimada	c= 24.60 cm
Chequeo de la ductilidad , deformacion del acero > 0.005	$\epsilon_s = 0.00849 \geq 0.005$ ✓
Chequeo de Reforzamiento por fleccion suficiente:	$8832.50 \text{ kN.m} \geq 7946.10 \text{ kN.m}$ ✓
Chequeo del esfuerzo del acero por carga de servicio	$f_s \leq 0.80 f_y$ $327.75 \text{ MPa} \leq 329.50 \text{ MPa}$ ✓
Chequeo del esfuerzo del FRP por carga de servicio	$f_{fs} \leq 0.55 x f_f$ $61.78 \text{ MPa} \leq 443.35 \text{ MPa}$ ✓





ANEXO 3

ANCHO DE FISURA DEBIDA A LA VARIACIÓN TÉRMICA

Se supone una pieza recta de sección con coeficiente de dilatación α , que sufre una variación de temperatura Δt_s en la fibra superior y Δt_i en la fibra inferior. La variación térmica a lo largo del espesor es lineal. El alargamiento debido al incremento térmico es, por tanto, lineal en el canto de la rebanada.

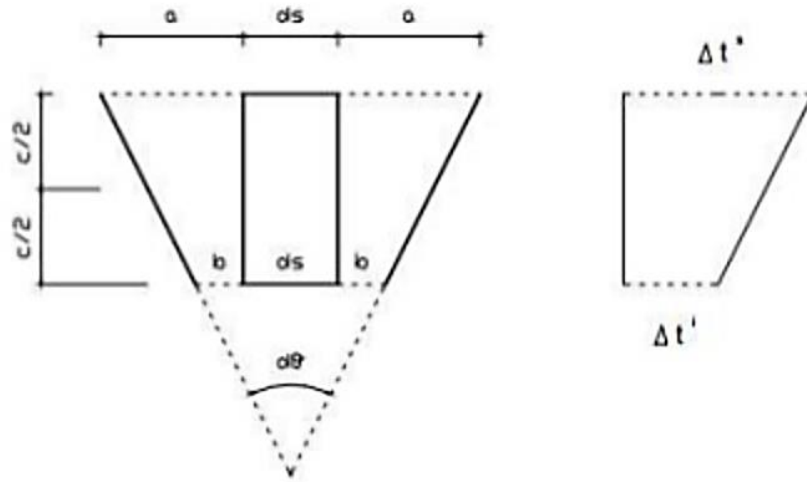


Figura 2.11: Deformación debido al cambio de temperatura.

La deformación de la rebanada cumple la hipótesis de Navier: las caras planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación.

$$\Delta L_s = 2.a = ds.\alpha.\Delta t_s$$

$$\Delta L_i = 2.b = ds.\alpha.\Delta t_i$$

Despejando a y b :

$$a = \frac{\Delta t_i . \alpha . ds}{2}$$

$$b = \frac{\Delta t_s . \alpha . ds}{2}$$

Por lo tanto, en la directriz:

$$\Delta L = 2 \cdot \frac{a+b}{2} = \frac{\Delta t_s + \Delta t_i}{2} \cdot \alpha \cdot ds$$

Entonces, el alargamiento unitario (ε) será:

$$\varepsilon = \frac{\Delta t_s + \Delta t_i}{2} \cdot \alpha$$

Valor de la curvatura que aparece por el incremento térmico (θ) será:

$$\theta = \frac{\Delta t_s - \Delta t_i}{h} \cdot \alpha$$

Donde:

α : coeficiente de variación térmica

h: peralte de la sección

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o preesforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

Tabla 2.2: Tabla de rango de temperatura (°C). [7]

GRADIENTE TÉRMICO:

Las diferencias de temperatura T1 y T2 corresponderán a los valores positivos dados en la siguiente tabla y los valores negativos serán obtenidos multiplicando por -0.5.

	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
Región	T ₁	T ₂	T ₁	T ₂	T ₁	T ₂
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Tabla 2.3: Tabla de temperaturas que define los gradientes térmicos (°C). [7]

Para el gradiente térmico se utilizará T1: 40°C y T2: 5°C

Temperature Gradient Name: BTGL1

Units: Tonf, m, C

Temperature Gradient Type:

- ☐ AASHTO Default
 - Zone:
 - Negative Temperature Multiplier:
- ☐ Chinese JTG D60 Default
 - Overlay Type:
 - Asphalt Thickness:
 - Negative Temperature Multiplier:
 - Use 0.7 Concrete-Masonry Arch Factor:
- ☒ User
 - Type: AASHTO

Temperature Difference Data:

Number of Specified Distances: 4

This Distance Is A as Specified in AASHTO: d2

This Distance May Vary: d3

Include These Temperature Difference Values: Positive and Negative

d1	0.1	T1 Positive	40.	T1 Negative	-20.
d2	A in AASHTO	T2 Positive	5.	T2 Negative	-2.5
d3	May Vary	T3 Positive	0.	T3 Negative	0.
d4	0.2				

From AASHTO Figure 3.12.3-2

OK

Cancel

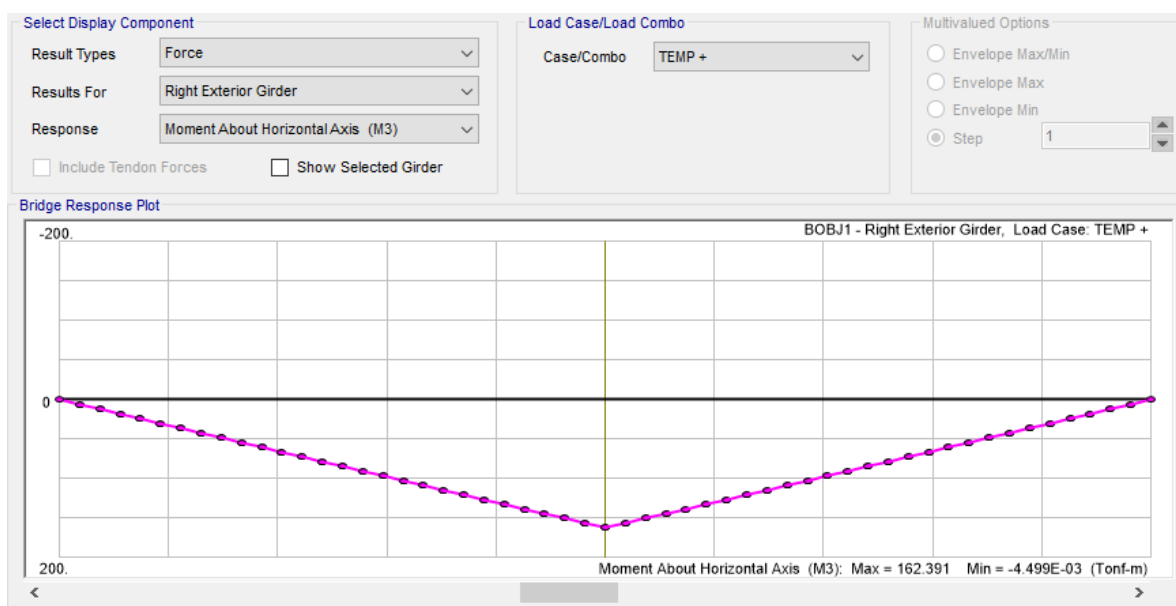


Figura 2.12: Diagrama de momentos debido a la gradiente térmica positiva:
 $+162.391 \text{ tn.m}$ (1593.055 kN.m)
 (fuente propia)

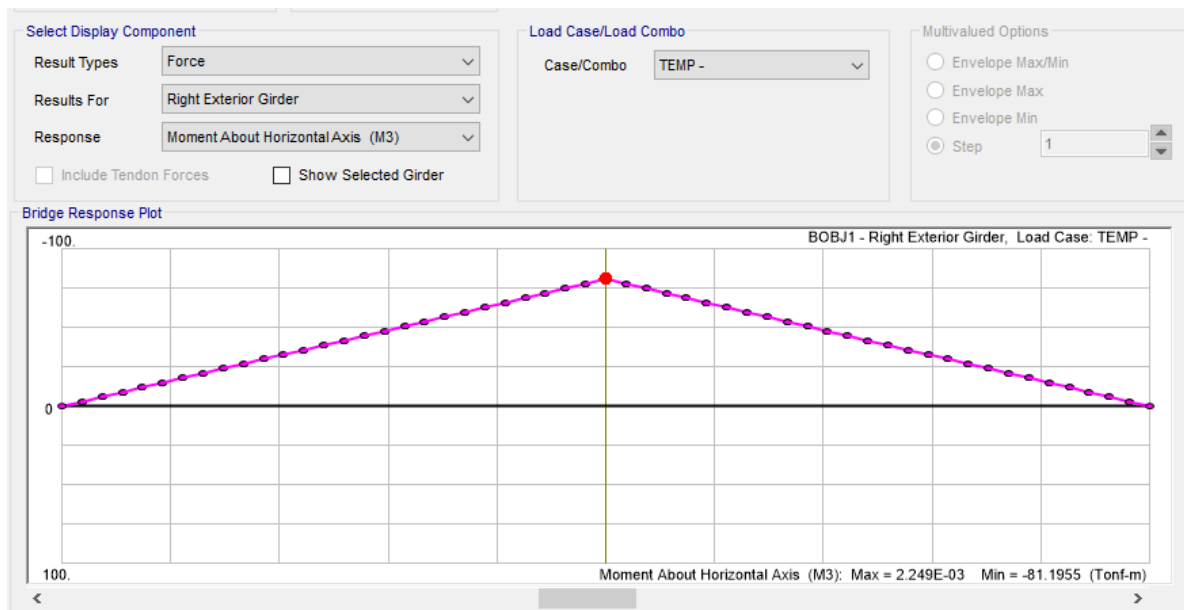


Figura 2.13: Diagrama de momentos debido a la gradiente térmica negativa:
 -81.195 tn.m (796.52 kN.m)
 (fuente propia)

MOMENTO DEBIDO A CARGA PERMANENTE Y GRADIENTE TÉRMICO

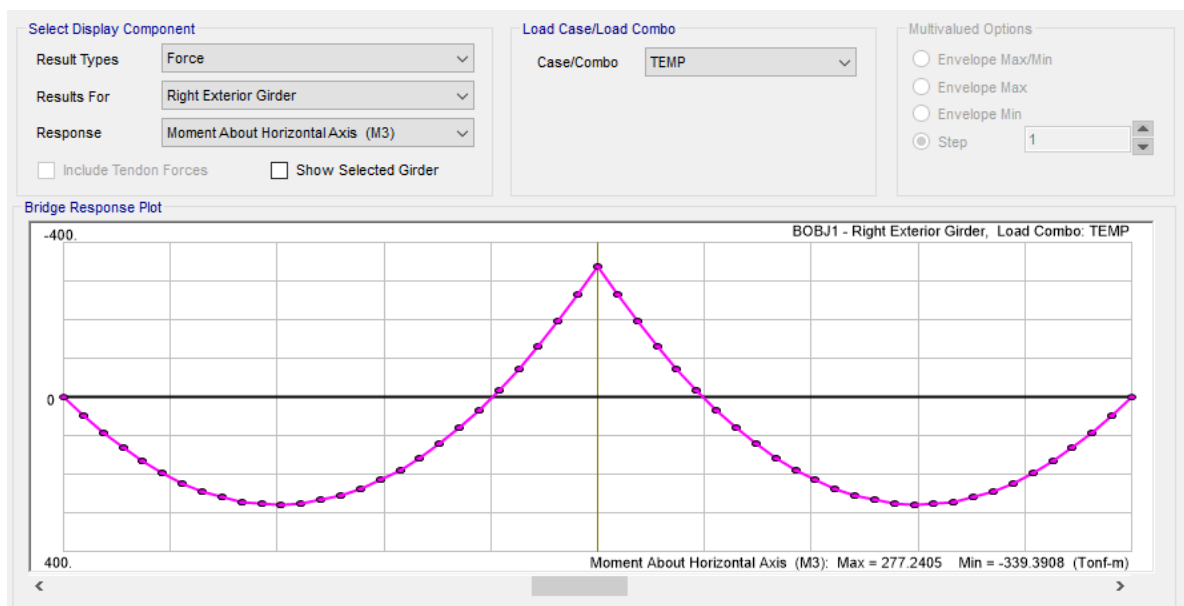
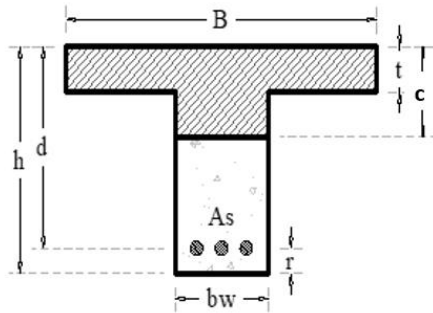


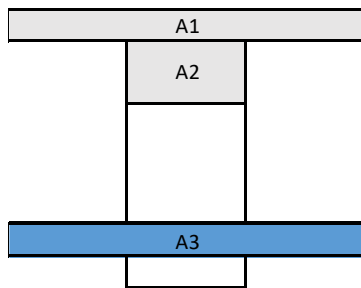
Figura 2.14: Diagrama de momentos debido a carga permanente y gradiente térmico:
 277.24 tn.m (2717.37 kN.m)
 (fuente propia)

Cálculo de ancho de fisura (ACI 318-99)



M:	2717.37	kN.m
Recubrim.:	3	cm
B:	260	cm
t:	20	cm
h:	165	cm
d:	155	cm
bw:	50	cm
As:	80	cm ²
f'c:	28	Mpa
Ec:	24870.0623	MPa
Es:	2.00E+05	Mpa
n:	8.04	

Tensión en el acero traccionado (fs)



A1:	5200	cm ²
A2:	50 (c-20)	cm ²
A3:	643.34	cm ²

Calculo de "C":

$$5200(c - 10) + \frac{50(c - 20)^2}{2} = 643.34(155 - c)$$

$$c = 25.82 \text{ cm} > 20 \text{ cm (ancho de losa superior)}$$

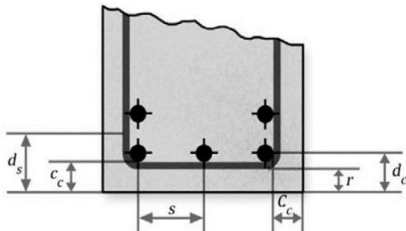
Cálculo de Icr:

$$I_{cr} = \frac{B t^3}{12} + B t \left(c - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{b_w (c - t)^3}{3} + A_s n (d - c)^2$$

Icr:	173333.333	1301416.48	3285.6228	10735781.6
Icr:	12213817.1	cm ⁴		

$$f_s = \frac{M(d - c)}{I_{cr}} \quad f_s: \quad 231.12 \quad \text{Mpa}$$

Ancho de fisura (αf)



$$a_f = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \sqrt{dc^2 + \left(\frac{s}{2} \right)^2}$$

$$\beta = \frac{h_2}{h_1} = \frac{h - c}{d - c}$$

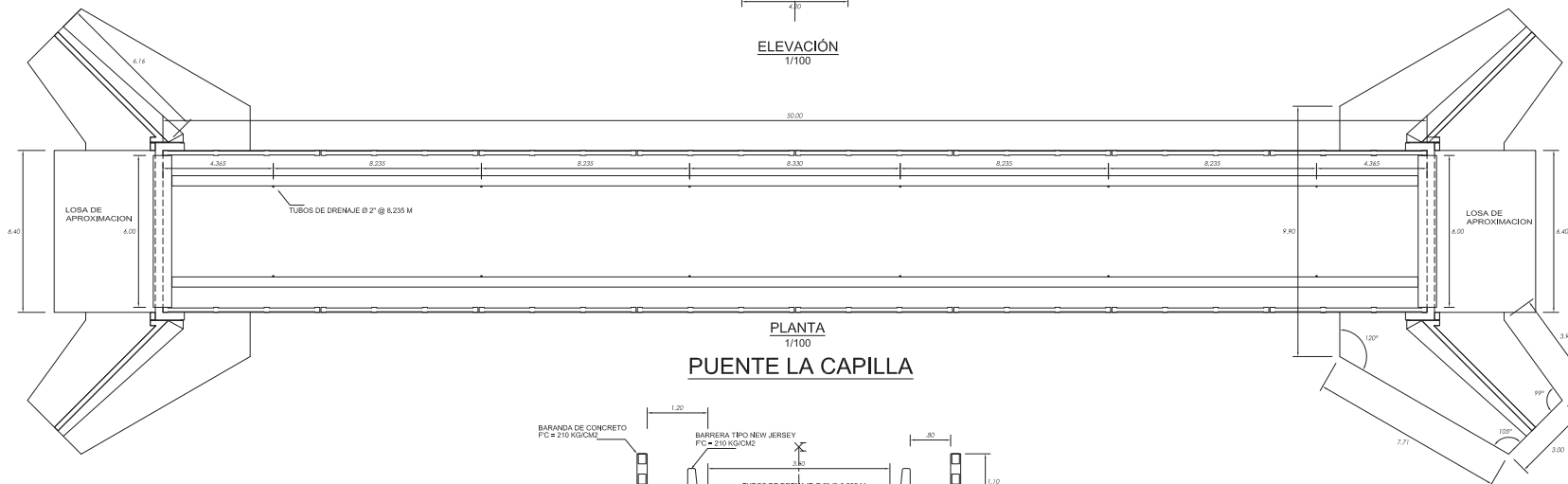
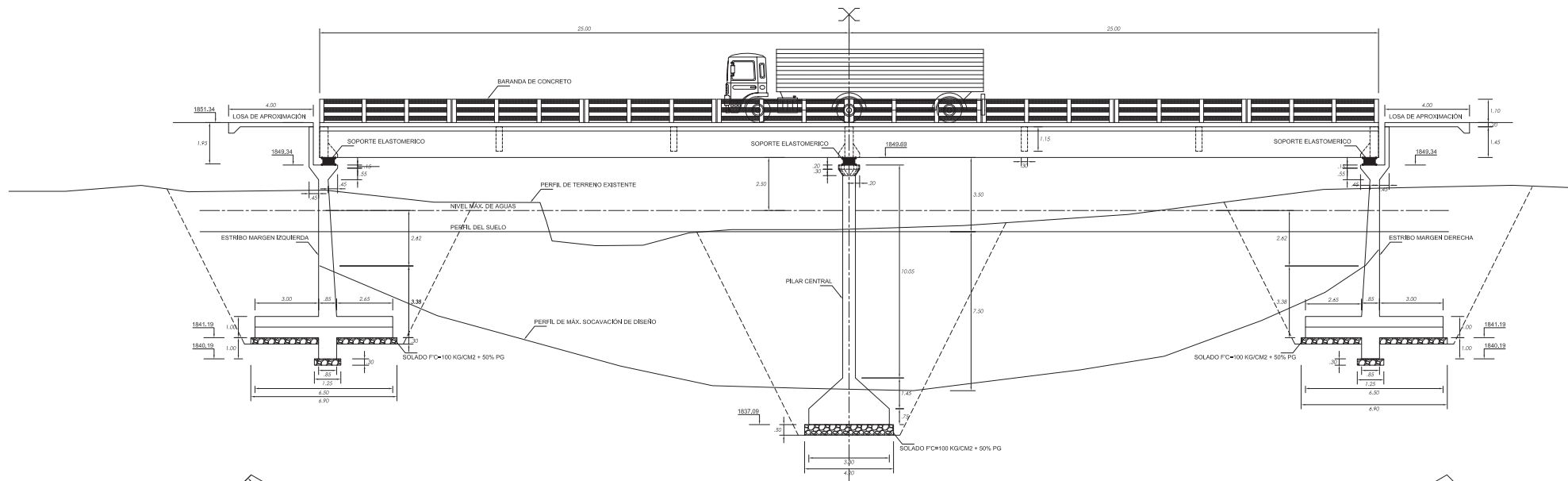
β:	1.08
dc:	60.15 mm
S:	146.67 mm

af:	0.236 mm
-----	----------

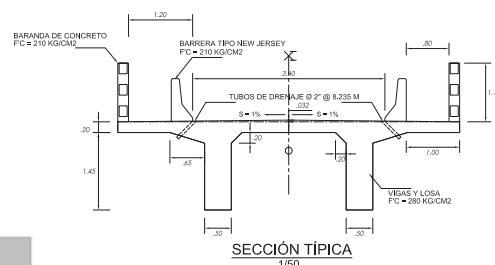
Existirán fisuras de ancho de 0.236mm debido a carga permanente y gradiente térmico. Por lo tanto, esto es un indicativo que el acero de refuerzo es deficiente ya que solo en ese instante existirá un esfuerzo de aproximadamente del 57% de esfuerzo límite del acero (231.12 Mpa).

ANEXO 4

PLANOS DEL PROYECTO Y DE REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL

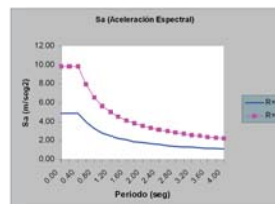


PUENTE LA CAPILLA



CONCRETO VIGAS Y LOSA:	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días.
CONCRETO PILAR Y ESTRIBOS:	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días.
CONCRETO BARRERA Y BARRERA:	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días.
SOLADO:	Relación Cemento/Hormigón = 1/10 50 % Piedra Grande Ø Máx. 6"-8"
ACERO:	ASTM A-60, $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS		
Ø	TRACCION/COMPRESION	SAUCHO	Ø	L	RINCH
6 mm	-	-	10"	7.0 m	1.2 m
8 mm	250	200	12"	300	245
10"	300	245	14"	400	300
12"	400	300	16"	400	300
14"	400	300	18"	400	300
16"	400	300	20"	400	300
18"	400	300	22"	400	300
20"	400	300	24"	400	300
22"	400	300	26"	400	300
24"	400	300	28"	400	300
26"	400	300	30"	400	300
28"	400	300	32"	400	300
30"	400	300	34"	400	300
32"	400	300	36"	400	300
34"	400	300	38"	400	300
36"	400	300	40"	400	300
38"	400	300	42"	400	300
40"	400	300	44"	400	300
42"	400	300	46"	400	300
44"	400	300	48"	400	300
46"	400	300	50"	400	300
48"	400	300	52"	400	300
50"	400	300	54"	400	300
52"	400	300	56"	400	300
54"	400	300	58"	400	300
56"	400	300	60"	400	300
58"	400	300	62"	400	300
60"	400	300	64"	400	300
62"	400	300	66"	400	300
64"	400	300	68"	400	300
66"	400	300	70"	400	300
68"	400	300	72"	400	300
70"	400	300	74"	400	300
72"	400	300	76"	400	300
74"	400	300	78"	400	300
76"	400	300	80"	400	300
78"	400	300	82"	400	300
80"	400	300	84"	400	300
82"	400	300	86"	400	300
84"	400	300	88"	400	300
86"	400	300	90"	400	300
88"	400	300	92"	400	300
90"	400	300	94"	400	300
92"	400	300	96"	400	300
94"	400	300	98"	400	300
96"	400	300	100"	400	300



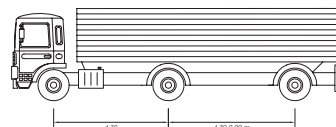
RECUBRIMIENTOS

LOSA CAPA SUPERIOR	5 cm
LOSA CAPA INFERIOR	2.5 cm
COEF. DE REDUCCIÓN R	2.5
PILAR Y MUROS DE ESTRIBOS	5 cm
ZAPATAS	7.5 cm
BARRERAS	2.5 cm
BARRERAS	2.5 cm

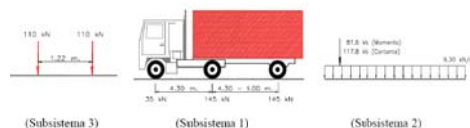
(*). El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo

PARÁMETROS SÍSMICOS

ZONA	$A_g = 0.4 (g)$
GEOTECNIA	SUELO INTERMEDIO, $S=1.20$
PERIODO DEL SUELO	$T_p(s) = 0.60 \text{ seg.}$
CAPAC. PORTANTE	3.42 Kg/cm^2
AMPLIFICACIÓN DINÁMICA	$C_m < 2.5$
COEF. DE REDUCCIÓN R	$R = 2$
PERIODO DE AISLAMIENTO	$T = 2 \text{ seg.}$
COEF. DE AMORTIGUAMIENTO	$B = 1.2$
DESP. MÁXIMO	233 MM
COEF. DE RESPUESTA ELÁSTICA	$C_s = 0.23$
RIGIDEZ EFECTIVA	475 Ton/m



CAMIÓN DE DISEÑO HL-93



SISTEMA DE CARGAS HL-93

GRM
GOBIERNO REGIONAL DE MOQUEGUA

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA VECINAL MO- 503, TRAMO PUQUINA - LA CAPILLA -LD AREQUIPA, PROVINCIA GENERAL SÁNCHEZ CERRO, REGIÓN MOQUEGUA

PLANO: PLANTA Y ELEVACIONES

GERENTE DE INFRAESTRUCTURA: Ing. Julio Caminada B.

SUB GERENTE DE ESTUDIOS: Arq. Edwing Fernandez Arias

RESPONSABLE DEL PROYECTO: Ing. Sergio Apaza Maquera

DESEN: Ing. Noé W. Choque G.

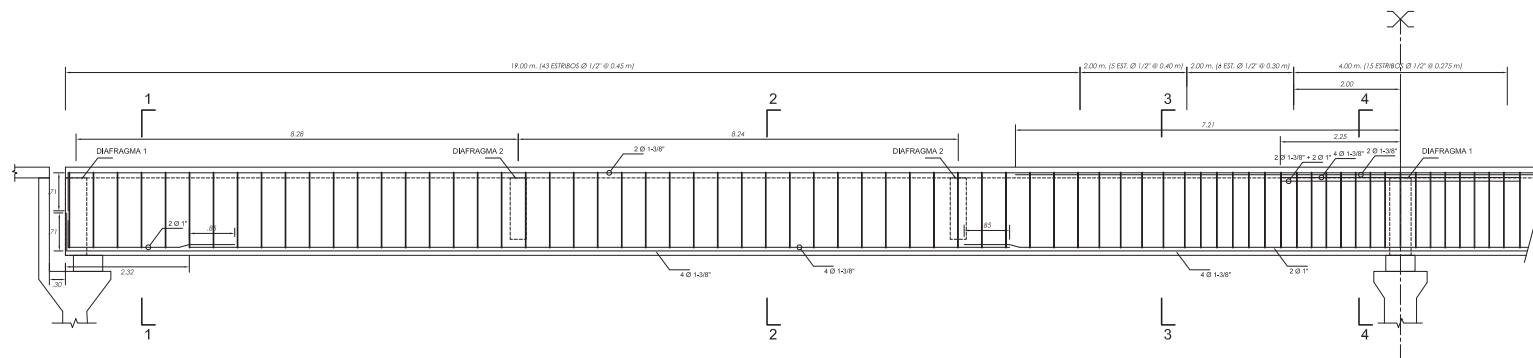
DESENA DE RELAJAMIENTO: Ing. Jorge A. Lezama G.

UBICACION: DIST.: MOQUEGUA AUTOCAD: J.C.L.

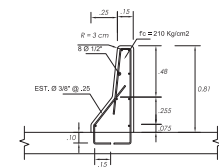
PROY.: MCAL DOMINGO NIETO ESCALA: 1/100

REGION: MOQUEGUA FECHA: JULIO-2009

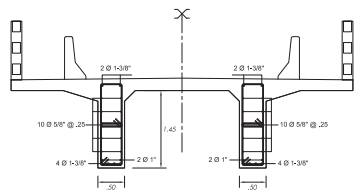
LAMINA: P-1 1/8



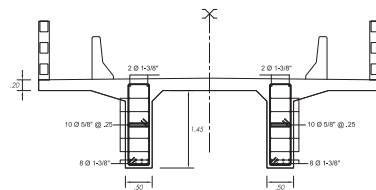
VIGA PRINCIPAL
1/50



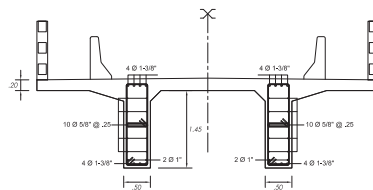
BARRERA TIPO NEW JERSEY
1/25



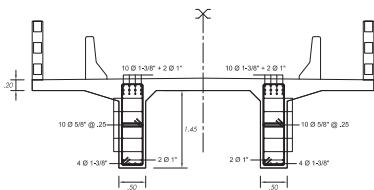
SECCION 1
1/50



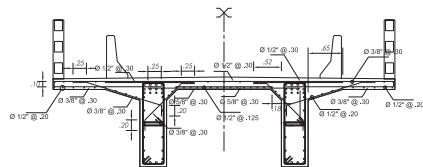
SECCION 2
1/50



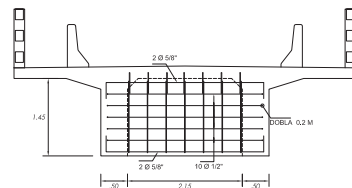
SECCION 3
1/50



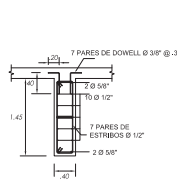
SECCION 4
1/50



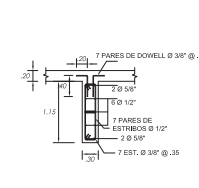
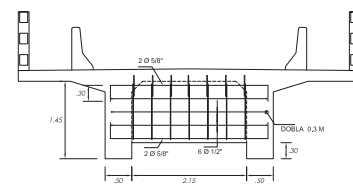
ARMADO DE LOSA (TIPICO)
1/50



DIAFRAGMA 1
1/50



DIAFRAGMA 2
1/50

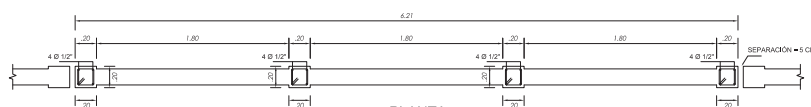


TRASLAPES Y EMPALMES				ESTRIBOS
Ø	TRACCION (mm)	COMPRESION (mm)	GANCHOS (mm)	
6 mm	-	-	-	
8 mm	200	200	200	
9/8"	200	200	200	
1/2"	300	240	295	
5/8"	405	305	350	
3/4"	485	365	380	
1"	610	485	505	<div> <div>Ø</div> <div>L</div> <div>Rmax</div> </div>
1-5/8"	1000	685	710	<div> <div>1/4"</div> <div>7.5 cm</div> <div>1.3 cm</div> </div>
				<div> <div>3/8"</div> <div>10 mm</div> <div>5.0 cm</div> </div>
				<div> <div>1/2"</div> <div>15 mm</div> <div>5.5 cm</div> </div>

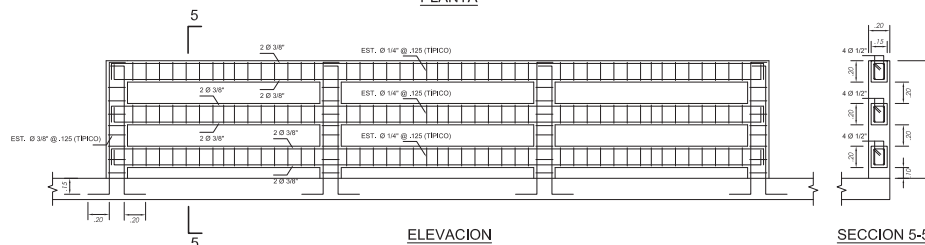
RECUBRIMENTOS

LOSA CAPA SUPERIOR	5 cm
LOSA CAPA INFERIOR	2.5 cm
PILAR Y MUROS DE ESTRIBOS	5 cm
ZAPATAS	7.5 cm
BARANDAS	2.5 cm
BARRERAS	2.5 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo



PLANTA

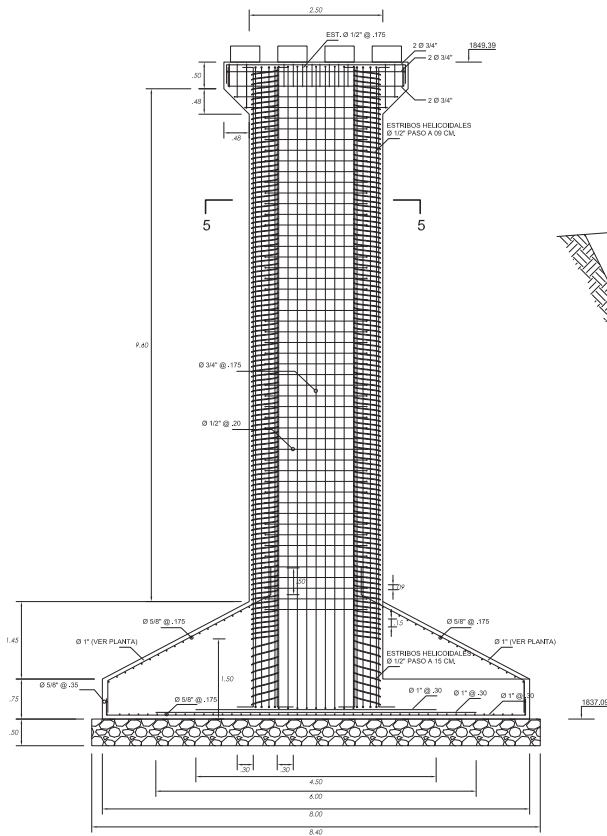


ELEVACION
BARANDA DE CONCRETO
1/25

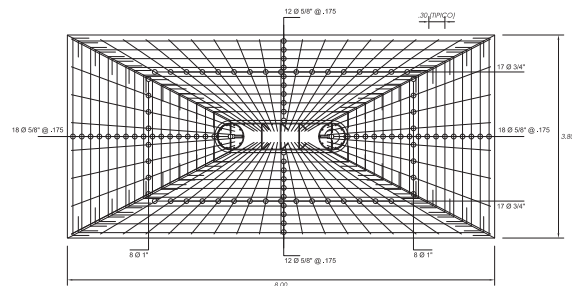
SECCION 5-5

SUPERESTRUCTURA

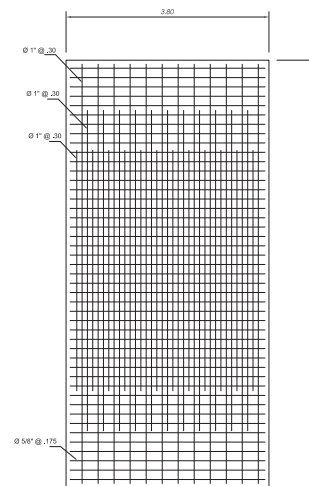
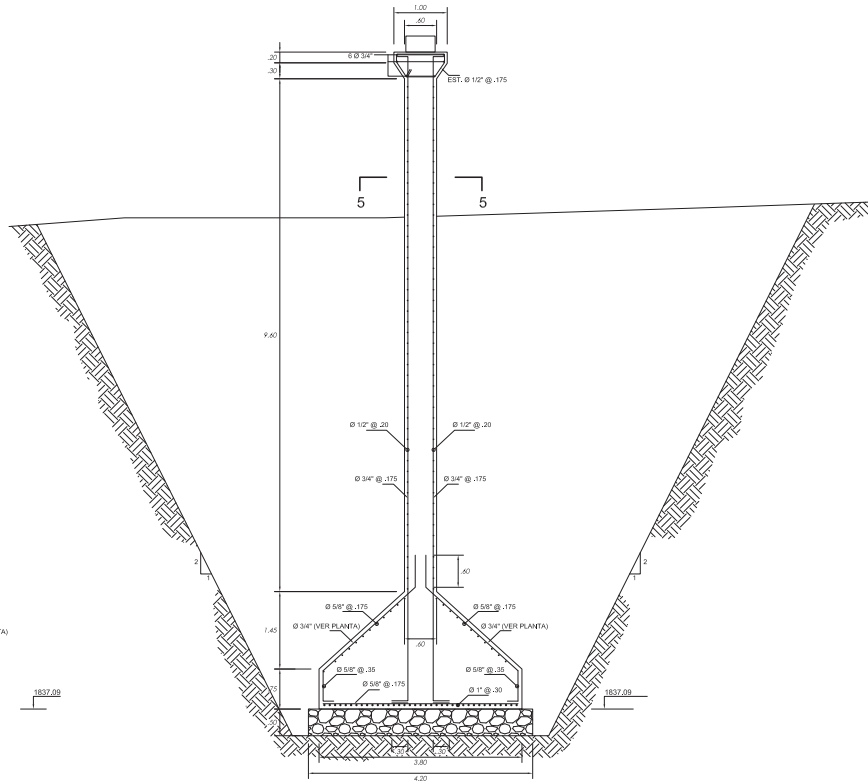
		PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA VECINAL MO- 503, TRAMO PUQUINA - LA CAPILLA -LD AREQUIPA, PROVINCIA GENERAL SÁNCHEZ CERRO, REGIÓN MOQUEGUA PUENTE LA CAPILLA	
PLANO: SUPERESTRUCTURA		LÁMINA: P- 2 2/8	
GERENTE DE INFRAESTRUCTURA: Ing. Julio Caminada B. SUB GERENTE DE ESTUDIOS: Arq. Edwing Fernandez Arlas RESPONSABLE DEL PROYECTO: Ing. Sergio Apaza Maquera DISEÑO: Ing. Noé W. Choque G. REVISIÓN Y ELABORACIÓN: Ing. Jorge A. Lezama G.	UBICACIÓN: DIST.: MOQUEGUA PROV.: ICA, DOMINGO NETO REGION: MOQUEGUA	AUTOCAD: J.C.L. ESCALA: 1/50, 1/25 FECHA: JULIO-2009	



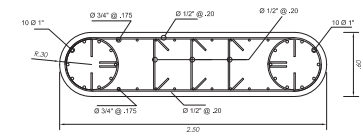
PILAR CENTRAL - ELEVACIÓN FRONTAL
1/50



ACERO - CAPA SUPERIOR ZAPATA
1/50



ACERO - CAPA INFERIOR ZAPATA
1/50




PILAR CENTRAL - SECCIÓN 5 - 5
1/25

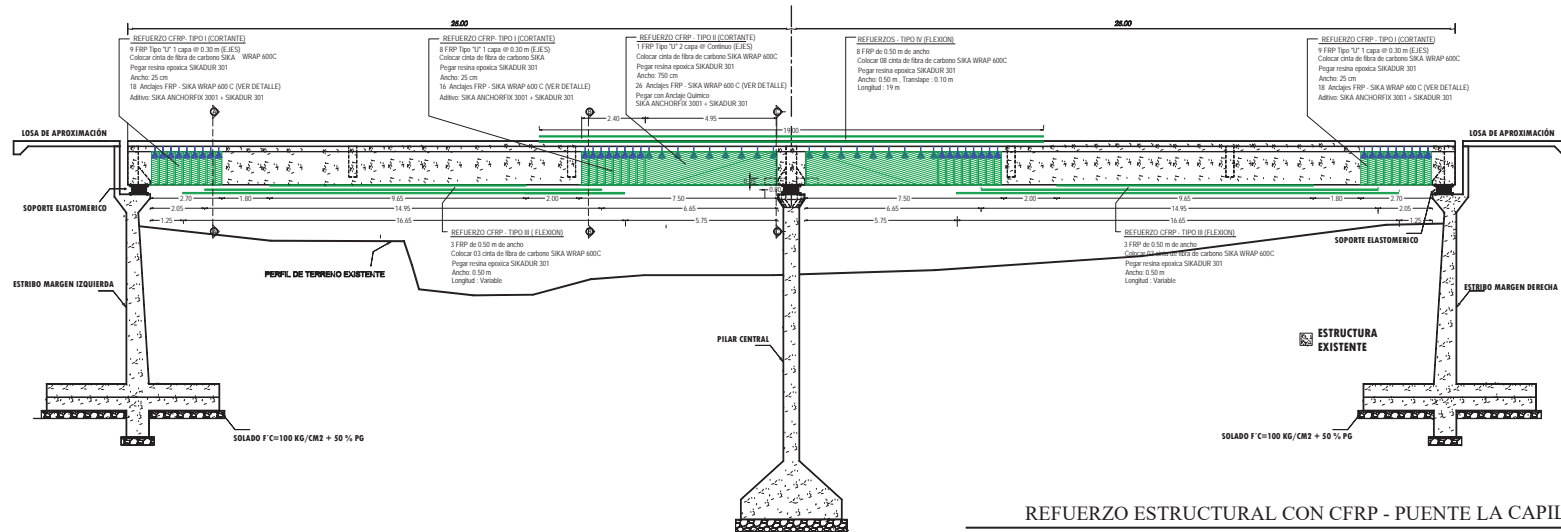
TRASLAPES Y EMPALMES				ESTRIBOS		
Ø	TRACCIÓN	COMPRESIÓN	GANCHOS			
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			
6 mm	-	-	-			
8 mm	200	200	200			
9/8"	200	200	200			
1/2"	300	240	295			
5/8"	405	305	330			
3/4"	485	365	380	Ø	L	Rmax
1"	610	485	500	1/4"	7.5 cm	1.3 cm
1-1/8"	735	610	625	3/8"	10 cm	2.0 cm
1-1/2"	860	735	750	1/2"	13 cm	2.5 cm

RECUBRIMIENTOS	
LOSA CAPA SUPERIOR	5 cm
LOSA CAPA INFERIOR	2.5 cm
PILAR Y MUROS DE ESTRIBOS	5 cm
ZAPATAS	7.5 cm
BARANDAS	2.5 cm
BARRERAS	2.5 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo

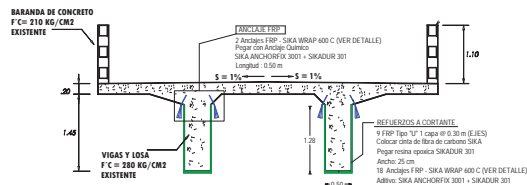
CONCRETO VIGAS Y LOSA:	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	a los 28 días.
CONCRETO PILAR Y ESTRIBOS:	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	a los 28 días.
CONCRETO BARANDA Y BARRERA:	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	a los 28 días.
SOLADO:	Relación Cemento/Hormigón = 1/10 50 % Piedra Grande Ø Máx. 6"-8"	
ACERO:	ASTM A-60, $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$	

 GRM GOBIERNO REGIONAL DE MOQUEGUA		PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA VECINAL MO- 503, TRAMO PUQUINA - LA CAPILLA -LD AREQUIPA, PROVINCIA GENERAL SÁNCHEZ CERRO, REGIÓN MOQUEGUA PUEBLO LA CAPILLA	
PLANO: PILAR CENTRAL		LÁMINA:	
GERENTE DE INFRAESTRUCTURA: Ing. Julio Caminada B. SUB GERENTE DE ESTUDIOS: Arq. Edwing Fernandez Arlas RESPONSABLE DEL PROYECTO: Ing. Sergio Apaza Maquera DISEÑO: Ing. Noé W. Choque G. DIBUJISTA DE RELEVAMIENTO: Ing. Jorge A. Lezama G.	UBICACIÓN: DIST.: MOQUEGUA PROV.: ICA, DOMINGO NIETO REGIÓN: MOQUEGUA	AUTOCAD: J.C.L. ESCALA: 1/50, 1/25 FECHA: JULIO-2009	P- 5 5/8

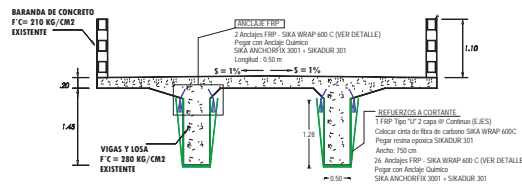


REFUERZO ESTRUCTURAL CON CFRP - PUENTE LA CAPILLA

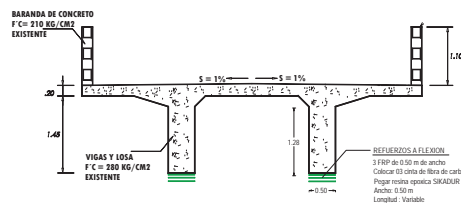
Esc: 1/50



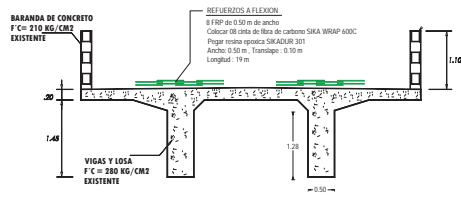
REFUERZO CFRP - TIPO I
Esc: 1/50



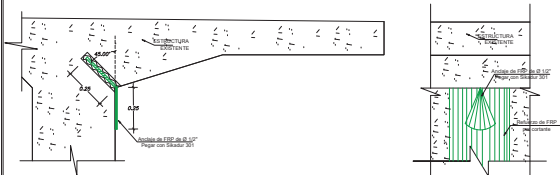
REFUERZO CFRP - TIPO II
Esc: 1/50



REFUERZO CFRP - TIPO III
Esc: 1/50



REFUERZO CFRP - TIPO IV
Esc: 1/50



DETALLE DE ANCLAJE CFRP
Esc: 1/50

Sika Anchorfix® -3001

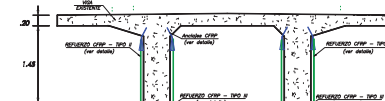
DENSIDAD
ASTM D1875: 1.7 kg/L
RELACION DE MEZCLA A-B
1:1 en volumen.
Propiedades a 20°C (68°F) y 50% H.R. (Si no se especifica otra cosa)
* Adhesivo mantenido a 5°C como mínimo
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ASTM D695

24 horas 69 MPa (8500 psi)
7 días 85 MPa (12,300 psi)
MÓDULO DE ELASTICIDAD A COMPRESIÓN ASTM D695
7 días 5 GPa
RESISTENCIA A LA TENSION ASTM D638
1 día 19 MPa (2610 psi)
7 días 23.5 MPa (3400 psi)
RESISTENCIA A LA TENSION ASTM D638 (ELONGACIÓN DE ROTURA)
1 día 6.5%
7 días 6.9%
MÓDULO DE ELASTICIDAD A LA TENSION ASTM D638
1 día 5.7 GPa
7 días 5.5 GPa
ESFUERZO A FLEXIÓN ASTM D790
24 horas 45 MPa (6525 psi)

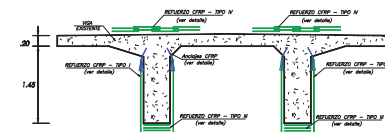
ESTRUCTURA EXISTENTE

Sikadur®-301

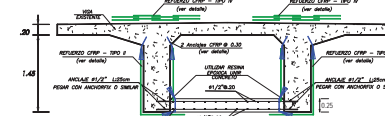
Resina epóxica de alta viscosidad, alto módulo y alta resistencia para impregnación.
DATOS TECNICOS(a 23°C y 50% H.R.)
Color: Gris
Viscosidad (mezcla A+B): ~ 2,700 mPa (cps)
Vida en recipiente: 40 minutos (1 gl Vol)
Propiedades de Tensión (ASTM D-638):
Resistencia a tensión a 7 días: 52.0 MPa
Módulo de elasticidad: 2,000 MPa
Elongación de rotura: 3.5%
Propiedades de flexión (ASTM D-790):
Resistencia a flexión a 7 días: 90.0 MPa
Módulo tangente: 3,448 MPa
Deformación unitaria de fluencia: 3.0%



CORTE A-A
Esc: 1/50



CORTE B-B
Esc: 1/50



CORTE C-C
Esc: 1/50

Imágenes Referenciales



- NOTA: CONTROL DE CALIDAD
- Verificación de la resistencia del concreto (ensayo no destructivo - Existentemente ACI C 803.1).
 - Verificación de la resistencia de adherencia a la tensión (ACI 503R) a criterio del ingeniero especializado.
 - La mínima resistencia a la tensión debe ser 15 kg/cm², con falla del concreto.
 - Es posible verificar la resistencia a la tensión $f_{ct} = 4\sqrt{f'_c}$.



SikaWrap® 600C

DATOS TECNICOS
Propiedades de la laminasuradora:
Resistencia a la tensión 139,000 psi (960 N/mm²)
Módulo de elasticidad 10,610 psi (73,100 N/mm²)
Elongación a la rotura 1.33%
Espesor 1.0 mm (0.039 pulgadas)
Dirección de la fibra 0° (unidireccional)
Peso por metro cuadrado 610 g

Nota:
El reforzamiento debe ser instalado por personal capacitado y bajo la supervisión de un ingeniero certificado.

PROYECTO

TESINA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL "PUENTE LA CAPILLA"

PLANO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON FRP

DISEÑADO: ROQUEGUA LAMINAL

PROFESIONAL: FERNANDO JESUS CALLA DEZA

FECHA: ENERO - 2020

RE-01